



PROYEK AKHIR TERAPAN - RC 146599

MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG PERKANTORAN MNC SURABAYA DENGAN MENGUNAKAN METODE SISTEM RANGKA PEMIKUL MOMEN KHUSUS (SRPMK) DAN METODE PELAKSANAAN BASEMENT

JOKO EKO SUWANDONO
NRP. 3115.040.603

Dosen Pembimbing 1
Prof. Ir. M. Sigit Darmawan, M.EngSc., Ph.D
NIP. 19630726 198903 1 003

Dosen Pembimbing 2
Afif Navir Refani, ST.,MT.
NIP. 19840919 201504 1 001

PROGRAM STUDI LINTAS JALUR DIPLOMA IV TEKNIK SIPIL
DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA 2017



FINAL PROJECT - RC 146599

MODIFICATION STRUCTURE OF MNC OFFICE BUILDING SURABAYA USING SPECIAL MOMENT RESISTENCE METHOD AND BASEMENT IMPLEMENTATION METHOD

JOKO EKO SUWANDONO
NRP. 3115 040 603

Adviser 1
Prof. Ir. M. Sigit Darmawan. M.EngSc., Ph.D
NIP. 19630726 198903 1 003

Adviser 2
Afif Navir Refani, ST., MT.
NIP. 19840919 201504 1 001

DIPLOMA-IV CIVIL ENGINEERING - FURTHER LEVEL
DEPARTMENTS OF CIVIL INFRASTRUCTURE ENGINEERING
FACULTY OF VOCATIONAL
SEPULUH NOPEMBER INSTITUTE OF TECHNOLOGY
SURABAYA 2017



FINAL PROJECT - RC 146599

**MODIFICATION STRUCTURE OF MNC OFFICE
BUILDING SURABAYA USING SPECIAL MOMENT
RESISTENCE METHOD AND BASEMENT
IMPLEMENTATION METHOD**

JOKO EKO SUWANDONO
NRP. 3115 040 603

Adviser 1
Prof. Ir. M. Sigit Darmawan. M.EngSc., Ph.D
NIP. 19630726 198903 1 003

Adviser 2
Afif Navir Refani, ST., MT.
NIP. 19840919 201504 1 001

DIPLOMA-IV CIVIL ENGINEERING - FURTHER LEVEL
DEPARTMENTS OF CIVIL INFRASTRUCTURE ENGINEERING
FACULTY OF VOCATIONAL
SEPULUH NOPEMBER INSTITUTE OF TECHNOLOGY
SURABAYA 2017

LEMBAR PENGESAHAN

MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG PERKANTORAN MNC SURABAYA DENGAN MENGGUNAKAN METODE SISTEM RANGKA PEMIKUL MOMEN KHUSUS (SRPMK) DAN METODE PELAKSANAAN BASEMENT

Di susun sebagai salah satu syarat kelulusan pada
Program Studi Lintas Jalur Diploma IV Teknik Sipil
Fakultas Vokasi Departemen Teknik Infrastruktur Sipil
Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya

oleh :
MAHASISWA



Joko Eko Suwandono
3115.040.603

31 JUL 2017

Disetujui oleh Pembimbing Proyek Akhir,

Dosen Pembimbing I

Dosen Pembimbing II



Prof. Ir. M. Sigit D., M.Eng.Sc., Ph.D.

NIP. 19630726 198903 1 003




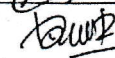
Afif Navir Refani, ST, MT.



NIP. 19840919 201504 1 001

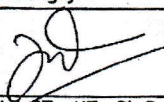
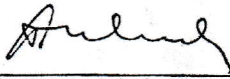
Surabaya, Juni 2017


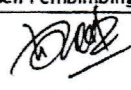
Penulis

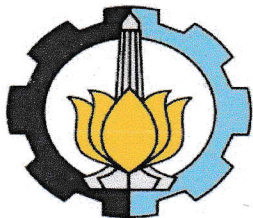
	BERITA ACARA TUGAS AKHIR TERAPAN PROGRAM STUDI DIPLOMA EMPAT LANJUT JENJANG TEKNIK SIPIL DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL FAKULTAS VOKASI ITS	No. Agenda : 037713/IT2.VI.8.1/PP.06.00/2017
		Tanggal : 7/14/2017

Judul Tugas Akhir Terapan	Perencanaan Struktur Gedung Perkantoran MNC dengan Metode Sistem Pemikul Rangka Momen Khusus (SRPMK) dan Metode Pelaksanaan Basement		
Nama Mahasiswa	Joko Eko S	NRP	3115040603
Dosen Pembimbing 1	Prof. Ir. M. Sigit D., M.EngSc., Ph.D. NIP 19630726 198903 1 003	Tanda tangan	
Dosen Pembimbing 2	Afif Navir Refani, ST., MT. NIP 19840919 201504 1 001	Tanda tangan	

URAIAN REVISI	Dosen Penguji
> Judul disesuaikan dengan isi dan maksud Tugas akhirnya. ✓ > Abstrak diperbaiki → lebih mendalam, metodologi dan hasil. termasuk versi yang bahasa Inggris. (di rubah) ✓ > Bab I → dijelaskan kenapa menggunakan SRPMK ✓ > Hasilkan Pembuktian bahwa Struktur yang telah dihitung sudah optimum. Tentara yg sudah didesain dg SRPMK. ✓	 Ridho Bayu Aji, ST., MT., Ph.D. NIP 19730710 199802 1 002
> Lengkapi penulangan pelat lantai dan sempurnakan penggambarannya untuk denah struktur pelat dan balok. ✓ > Perbaiki denah sloof, denah pondasi dan denah basement. x > Cara perhitungan sloof. x > Arah penggambaran orientasinya di standar kan. ✓ > Keterangan gambar diperbaiki. tentara yang lebih mengah ke khalak kental. ✓ > Cara perhitungan tangga dan sesuaikan perhitungan dg gambar tangannya. Termasuk bordesnya. x	 Ir. Munarus Suluch, MS. NIP 19550408 198203 1 003
	NIP -
	NIP -

PERSETUJUAN HASIL REVISI			
Dosen Penguji 1	Dosen Penguji 2	Dosen Penguji 3	Dosen Penguji 4
			
Ridho Bayu Aji, ST., MT., Ph.D. NIP 19730710 199802 1 002	Ir. Munarus Suluch, MS. NIP 19550408 198203 1 003	NIP -	NIP -

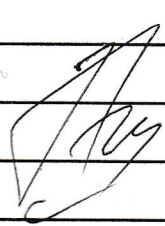
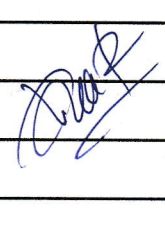
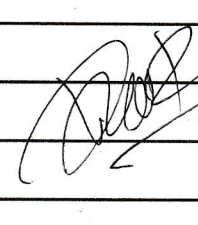
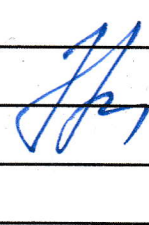
Persetujuan Dosen Pembimbing Untuk Penjilidan Buku Laporan Tugas Akhir Terapan	Dosen Pembimbing 1  Prof. Ir. M. Sigit D., M.EngSc., Ph.D. NIP 19630726 198903 1 003	Dosen Pembimbing 2  Afif Navir Refani, ST., MT. NIP 19840919 201504 1 001
---	---	---



ASISTENSI TUGAS AKHIR TERAPAN

Nama : 1 Jono Eko S 2
NRP : 1 3115 040 603 2
Judul Tugas Akhir :

Dosen Pembimbing : 1. Prof. Ir. M. SIGIE Darmadaban, M.Eng. SC, Ph.D
 2. Afif Nafir Refani, ST., MT.

No	Tanggal	Tugas / Materi yang dibahas	Tanda tangan	Keterangan		
1.						
		- Eku bent mudi batu ang				
		- Aspek spekulu bad, l		B	C	K
		dan Pulu		<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
2.	13-03-2017	Bab 1-3 Print AS				
		Daftar isi dibuat		B	C	K
		Perhitungan Preliminari dijabarkan		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
		Pembelangan divisualkan dengan gambar				
3.	20-03-2017	- Latar belakang dilengkapi dengan gambar		B	C	K
		- Flow chart bab 3		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
		- Gambar dimensi Preliminari				
		- Daftar isi dilengkapi				
				B	C	K
4.	4-5-2017	- dan perhitungan		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
		- Penggambaran dicatat				
		- Pendek 2 A t				
				B	C	K
				<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

Ket. :
 B = Lebih cepat dari jadwal
 C = Sesuai dengan jadwal
 K = Terlambat dari jadwal



ASISTENSI TUGAS AKHIR TERAPAN

Nama : 1. Joko Eko Suwandono 2.
 NRP : 1. 3115 0410 603 2.
 Judul Tugas Akhir :

Dosen Pembimbing : 1. Prof. Ir. M. Sigit Darmawan, M. Eng. SC, Ph.D
 2. Afif Mawir Refani, ST, MT

No	Tanggal	Tugas / Materi yang dibahas	Tanda tangan	Keterangan		
5.	16-05-2017	- Daftar balok				
		- Kroscek perhitungan balok				
		- hitung kolom p. terbesar		B	C	K
		- " semua jenis kolom		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
6.		- Balok dan kolom sudah				
		- Pondasi dipamerkan dan				
		cek sily		B	C	K
				<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
7.	2-06-2017	- hitung ulang pondasi,				
		- Penjelasan Tahapan metode				
		Pelaksanaan		B	C	K
				<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
8	15-06-2017	- Metode pelaksanaan dengan visual				
		- Pengambilan sampel lebih dari				
		1 titik pondasi		B	C	K
				<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
9.	16-06-2017	- Perabekan P kolom pada pondasi.				
		- Metode pelaksanaan di gambar				
		dijelaskan		B	C	K
				<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

Ket :
 B = Lebih cepat dari jadwal
 C = Sesuai dengan jadwal
 K = Terlambat dari jadwal

KATA PENGANTAR

Puji Syukur penulis panjatkan kehadirat Allah SWT, atas segala rahmat dan karuniannya sehingga penulis dapat menyelesaikan laporan proyek akhir dengan judul ***“Perencanaan Struktur Gedung Perkantoran MNC Surabaya dengan Menggunakan Metode Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) dan Metode Pelaksanaan Basement”*** sebagai salah satu persyaratan guna memperoleh gelar Sarjana Terapan Teknik (S.Tr.T) pada jurusan Diploma IV Teknik Sipil lanjut jenjang, Fakultas Vokasi Departemen Teknik Infrastruktur Sipil, Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya.

Dalam penyusunan tugas akhir ini, penulis mendapatkan banyak doa, bantuan, dan dukungan moral serta materiil. Oleh karena itu pada kesempatan ini penulis menyampaikan ucapan terima kasih yang sebesar-besarnya kepada :

1. Allah SWT, Tuhan sekaligus pengatur kehidupan yang telah memberikan kesempatan bagi penulis untuk menyelesaikan tugas akhir ini hingga selesai
2. Kedua Orang Tua, yang tak henti-hentinya memberikan semangat dan dukungan kepada penulis
3. Bapak Prof. Ir. M. Sigit Darmawan, M.Eng.Sc, Ph.D, selaku Dekan Fakultas Vokasi-ITS
4. Bapak Afif Navir Refani, ST.,MT, selaku dosen wali
5. Bapak Prof. Ir. M. Sigit Darmawan, M.Eng.Sc, Ph.D dan bapak Afif Navir Refani, ST.,MT, selaku dosen pembimbing
6. Bapak dan Ibu dosen pengajar di Jurusan Diploma IV Teknik Sipil Fakultas Vokasi-ITS Surabaya
7. Bapak dan ibu dosen penguji
8. Serta semua pihak dan teman-teman yang telah membantu dan mendukung penyelesaian tugas akhir ini.

Penulis menyadari dalam penyusunan dan penulisan tugas akhir ini tak lepas dari berbagai kesalahan. Oleh karena itu penulis mengharapkan kritik dan saran yang membangun guna untuk kesempurnaan penulisan selanjutnya.

Akhir kata, besar harapan penulis semoga laporan proyek akhir ini dapat memberikan faedah dan manfaat bagi pembaca.

Surabaya, Juni 2017

Penulis

MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG PERKANTORAN MNC SURABAYA DENGAN MENGUNAKAN METODE SISTEM RANGKA PEMIKUL MOMEN KHUSUS (SRPMK) DAN METODE PELAKSANAAN BASEMENT

Nama Mahasiswa : Joko Eko Suwandono
NRP : 3115 040 603
Jurusan : Diploma IV Teknik Sipil FV-ITS
Dosen Pembimbing I : Prof. Ir. M. Sigit D, M.Eng.Sc., Ph.D.
NIP : 19630726 198903 1 003
Dosen Pembimbing II : Afif Navir Refani, ST.,MT.
NIP : 19840919 201504 1 001

ABSTRAK

Gedung perkantoran MNC Surabaya yang terdiri dari 12 lantai dan 3 basement memiliki tinggi 56 m yang berada pada daerah rawan gempa. Gedung ini menggunakan sistem ganda dalam perencanaanya yaitu Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) dan dinding geser. Pada tugas akhir ini akan dilakukan modifikasi dengan hanya memakai sistem Struktur Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) sesuai peraturan SNI 03-2847 dan SNI 1726-2012 yang berakibat perubahan pada dimensi pada strukturnya dan Metode pelaksanaan basement. Modifikasi dilakukan bertujuan untuk melihat Bangunan Gedung perkantoran MNC Surabaya tersebut masih bisa menahan beban akibat gempa meski hanya menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus. Didapat perubahan dari dimensi strukturnya seperti dimensi kolom 80x80 cm, dimensi balok 50x70 cm dan dimensi pondasi diameter 50 cm yang dipakai.

Hasil dari tugas akhir ini menunjukkan modifikasi dari gedung perkantoran MNC Surabaya masih dapat digunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) untuk menahan terutama beban gempa yang terjadi. Diharapkan bermanfaat bagi masyarakat luas dalam hal perencanaan bangunan yang berada pada daerah rawan gempa.

Kata kunci : Modifikasi, Sistem Struktur, SRPMK, Sistem Ganda, Metode Pelaksanaan Basement.

MODIFICATION STRUCTURE OF MNC OFFICE BUILDING SURABAYA USING SPECIAL MOMENT RESISTANCE METHOD AND BASEMENT IMPLEMENTATION METHOD.

Name of Students : Joko Eko Suwandono
Reg. Number : 3115 040 603
Department : Diploma IV Teknik Sipil FV-ITS
Counsellor Lecture I : Prof. Ir. M. Sigit D, M.Eng.Sc., Ph.D.
NIP : 19630726 198903 1 003
Counsellor Lecture II : Afif Navir Refani, ST.,MT.
NIP : 19840919 201504 1 001

ABSTRAK

MNC office building Surabaya consist of 12 floor and 3 basement which is located in the areas prone to earthquakes. The building uses double system in its planning that is Special Moment Frame Response System and Shear walls. In this final project will be modified by using only Special Moment Frame Response System according to SNI 03-2847 and SNI 1726-2012 regulations which resulted in changes to the dimensions of the structure and the method of basement implementation. Modifications made aims to see the MNC Building Office Surabaya is still able to withstand the burden caused by the earthquake even if only using the System Frame Bearing Special Moment. There is a change from the dimension of the structure such as column dimension, block dimension and foundation dimension.

The result of this final project modification of MNC office building Surabaya can still be used Special Moment Resisting Frame System (SRPMK) to withstand especially the earthquake load that occurred. It is expected to benefit the wider community in

terms of construction of buildings located in earthquake prone areas.

***Keywords : modification, Structure system,SRPMK,Basement
Implementation Method.***

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL.....	i
HALAMAN PENGESAHAN	ii
KATA PENGANTAR	iii
ABSTRAK.....	v
DAFTAR ISI.....	ix
DAFTAR TABEL.....	xiii
DAFTAR GAMBAR	xvi
BAB I PENDAHULUAN	
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Perumusan Masalah.	2
1.3 Batasan Masalah	2
1.4 Tujuan Penulisan.....	2
1.5 Manfaat	3
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	
2.1 Data Bangunan.....	5
2.2 Peraturan-Peraturan yang dipakai	7
2.3 Analisis Beban Seismik	7
2.3.1 Kategori Resiko Struktur Bangunan	7
2.3.2 Kelas Situs.....	9
2.3.3 Parameter – Parameter Respons Spektral Percepatan Gempa Maksimum	9
2.3.4 Parameter Percepatan Spektral Desain.....	10

2.3.5	Menentukan spektrum respons desain.....	11
2.3.6	Kategori desain seismik (A-D).....	11
2.4	Sistem Rangka Pemikul Momen	12
2.4.1	Persyaratan Untuk Sistem rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK).....	13
2.5	Spektrum Respon	19

BAB III METODOLOGI

3.1	Pengumpulan Data	21
3.2	Preliminari Desain.....	21
3.3	Perhitungan Pembebanan	21
3.4	Analisis Gaya Dalam.....	22
3.5	Perhitungan Penulangan Struktur	22
3.6	Kontrol Persyaratan.....	22
3.7	Gambar Rencana.....	22
3.8	Flow Chart.....	24

BAB IV PEMBAHASAN

4.1	Penentuan Sistem Struktur	27
4.1.1	Menentukan Kelas Situs	27
4.1.2	Menentukan Kategori Desain Seismik	28
4.2	Preliminary Design	29
4.2.1	Preliminary Design Balok.....	29
4.2.1.1	Balok Induk	30

4.2.1.2	Balok Anak.....	31
4.2.1.3	Balok Kantilever	31
4.2.2	Preliminary Design Pelat	32
4.2.3	Preliminary Design Kolom	38
4.2.4	Preliminary Design Sloof	42
4.3	Pembebanan	43
4.3.1	Beban Gravitasi	43
4.3.2	Beban Mati	43
4.3.3	Beban Hidup.....	44
4.3.4	Beban Angin	47
4.3.5	Beban Gempa	50
4.3.6	Beban Lateral Dinding Tanah dan Tekanan Hidrostatik	52
4.4	Kombinasi Pembebanan	54
4.5	Pemodelan Struktur dengan SRPM	56
4.5.1	Besaran Massa	56
4.5.2	Peninjauan Terhadap Pengaruh Gempa	57
4.5.3	Pendefinisain Model Analisis dan Ragam Analisis	57
4.5.4	Faktor Skala Gaya Beban Gempa dengan Respon Spektrum SAP 2000 untuk SRPM....	58
4.5.5	Kontrol Periode Fundamental SPRM	59
4.5.6	Kontrol Gaya Gempa Dasar Dinamis Struktur	62
4.5.7	Kontrol Simpangan Antar Lantai	64

4.6	Perhitungan Struktur Sekunder	67
4.6.1	Perhitungan Struktur Pelat Lantai.....	67
4.6.1.1	Pembebanan pada Pelat lantai.....	67
4.6.1.2	Perhitungan Penulangan Pelat lantai.....	70
4.6.2	Perhitungan Dinding Basement	92
4.6.2.1	Pembebanan pada Dinding Basement.....	92
4.6.2.2	Perhitungan Penulangan Dinding Basement..	94
4.6.3	Desain Struktur Tangga	97
4.6.3.1	Desain Struktur Pelat Tangga dan Pelat	
	Bordes	97
4.7	Perhitungan Struktur Utama	113
4.7.1	Perhitungan Struktur Balok Induk	113
4.7.2	Perhitungan Struktur Balok Anak.....	135
4.7.3	Perhitungan Struktur Kolom.....	141
4.7.4	Perhitungan Hubungan Balok dan Kolom	165
4.7.5	Perhitungan Struktur Pondasi	167
4.8	Metode Pelaksanaan Basement	179
BAB V PENUTUP		
5.1	Kesimpulan	189
5.2	Saran	189

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1 Kategori Risiko	8
Tabel 2.2 Faktor keutamaan Gempa.....	8
Tabel 2.3 Kelas Situs	9
Tabel 2.4 Koefisien Situs Fa.....	10
Tabel 2.5 Koefisien Situs Fv.....	10
Tabel 2.6 Kategori desain seismik berdasarkan parameter respon percepatan pada periode pendek.....	12
Tabel 2.7 Kategori desain seismik berdasarkan parameter respon percepatan pada periode 1 detik	12
Tabel 4.1 Nilai N-SPT.....	27
Tabel 4.2 Kategori desain seismik berdasarkan parameter respon percepatan pada periode pendek.....	29
Tabel 4.3 Kategori desain seismik berdasarkan parameter respon percepatan pada periode 1 detik	29
Tabel 4.4 Rekapitulasi Preliminary Desain Balok	32
Tabel 4.5 Tahap Beban Angin pada Bangunan Gedung	49
Tabel 4.6 Rekapitulasi Beban Angin pada Bangunan Gedung	50
Tabel 4.7 Nilai Parameter Periode Pendekatan C_t dan x (SNI 1726-2012, Tabel 14).....	61
Tabel 4.8 Koefisien untuk Batas Atas pada Periode yang Dihitung (SNI 1726-2012, Tabel 14)	62

Tabel 4.9 Hasil Gaya Geser Dinamis Struktur	66
Tabel 4.10 Kontrol Simpangan Antar Lantai Portal Gempa Dinamis Arah X	68
Tabel 4.11 Kontrol Simpangan Antar Lantai Portal Gempa Dinamis Arah Y.	69
Tabel 4.12 Penulangan Pelat Arah Panjang	77
Tabel 4.13 Penulangan Pelat Arah Pendek	78
Tabel 4.14 Penulangan Pelat Arah Panjang	83
Tabel 4.15 Penulangan Pelat Arah Pendek	84
Tabel 4.16 Penulangan Pelat Arah Panjang	88
Tabel 4.17 Penulangan Pelat Arah Pendek	89
Tabel 4.18 Penulangan Pelat Arah Panjang.....	94
Tabel 4.19 Gaya geser di muka kolom interior	111
Tabel 4.20 Moment Envelope pada Balok Akibat Beban Gravitasi dan Beban Gempa.....	122
Tabel 4.21 Gaya Geser di muka kolom interior	136
Tabel 4.22 Rangkuman Perhitungan Pemeriksaan Ulang Kapasitas Momen Penampang di Zona Sendi Plastis.....	139
Tabel 4.23 Beban Aksial pada As C-6	177

Tabel 4.24 Perhitungan Daya Dukung Ijin Tanah untuk Pondasi

Berdasarkan meyerhoff Ø0,5 m179

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1. Potongan tampak 12 lantai dan 3 basement.....	6
Gambar 2.2. Potongan tampak 12 lantai dan 1 basement.....	6
Gambar 2.3. Spektrum Respons Desain	11
Gambar 4.1 Tinjauan Balok	30
Gambar 4.2 Denah Balok Induk, Balok Anak & Kantilever	33
Gambar 4.3 Potongan Melintang Balok Interior	34
Gambar 4.4 Potongan Melintang Balok Eksterior	34
Gambar 4.5 Tinjauan Pelat Lantai	36
Gambar 4.6 Denah Kolom.....	43
Gambar 4.7 Denah Pembebanan basement	46
Gambar 4.8 Denah Pembebanan Lantai dasar	46
Gambar 4.9 Denah Pebebanan Lantai 2-9 lantai	47
Gambar 4.10 Denah Pembebanan Lantai 10 lantai	47
Gambar 4.11 Denah Pembebanan Lantai 11-12 lantai	47
Gambar 4.12 Denah Pembebanan Atap	48
Gambar 4.13 Grafik Respon Spektrum.....	54
Gambar 4.14 Denah Lateral Tanah.....	56
Gambar 4.15 Pemodelan Struktur 3D	58
Gambar 4.16 Input <i>form Mass Source</i> untuk analisa modal pada <i>SAP 2000</i>	59

Gambar 4.17 Form Input untuk Analisa Modal <i>SAP 2000</i>	60
Gambar 4.18 Faktor Skala Gaya.....	61
Gambar 4.19 Modal Load Participation Ratio	63
Gambar 4.20 Periode dari Program <i>SAP 2000</i>	63
Gambar 4.21 Rekapitulasi Nilai Wt Struktur.....	65
Gambar 4.22 <i>Base Reaction</i> dari Program <i>SAP 2000</i>	66
Gambar 4.23 Diagram Momen Joint Kolom.....	68
Gambar 4.24 Denah yang ditinjau.....	70
Gambar 4.25 Skema Pembebanan dan Gaya Dalam pada Dinding Basement	98
Gambar 4.26 Penulangan Dinding Basement	101
Gambar 4.27 Denah Penempatan Tangga Pada Lantai 2	102
Gambar 4.28 Denah Tangga Pada Lantai 2	103
Gambar 4.29 Pemodelan Struktur Tangga Pada <i>SAP2000</i>	105
Gambar 4.30 Diagram momen struktur tangga	106
Gambar 4.31 Diagram gaya geser struktur tangga	106
Gambar 4.32 Penulangan Plat Lantai Tangga dan Plat Bordes	109
Gambar 4.33 Balok C 5-6 Lantai 2	118
Gambar 4.34 Diagram Out Put Momen Akibat Kombinasi (1,2 D + 1,6 L + 0,5 Lr)	120
Gambar 4.35 Diagram Out Put Momen Akibat Gempa	121

Gambar 4.36 Diagram Out Put Momen Akibat Gempa (1,32D + 1L +1,3 EX)	121
Gambar 4.37 Sketsa Penulangan Penampang-Penampang Balok	132
Gambar 4.38 Penampang melintang balok.....	141
Gambar 4.39 Diagram Out Put Momen Akibat Kombinasi (1,32D + 1L +1,3 EX)	142
Gambar 4.40 Sketsa Penulangan Penampang-Penampang Balok	147
Gambar 4.41 Rencana Penulangan Balok Anak.....	147
Gambar 4.42 Kolom lantai dasar As C-6.....	148
Gambar 4.43 Diagram Interaksi P-M PCACOL.....	149
Gambar 4.44 Output Diagram Interaksi P-M Kolom Desain Atas....	150
Gambar 4.45 Output Diagram Interaksi P-M Kolom Desain Bawah	151
Gambar 4.46 Diagram geser kolom akibat kombinasi (1,2 DL+ 1 EX + 1 LL).....	154
Gambar 4.47 Sketsa penulangan Penampang Kolom	155
Gambar 4.48 Penampang Kolom.....	156
Gambar 4.49 Kolom lantai dasar As C-6.....	157
Gambar 4.50 Diagram Interaksi P-M PCACOL.....	158
Gambar 4.51 Output Diagram Interaksi P-M Kolom Desain Atas....	159
Gambar 4.52 Diagram geser kolom akibat kombinasi (1,2 DL+ 1 EX + 1 LL).....	162

Gambar 4.53 Kolom lantai 7 As C-6	164
Gambar 4.54 Diagram Interaksi P-M PCACOL	166
Gambar 4.55 Output Diagram Interaksi P-M Kolom Desain Atas....	167
Gambar 4.56 Output Diagram Interaksi P-M Kolom Desain Bawah	167
Gambar 4.57 Diagram geser kolom akibat kombinasi (1,2 DL+ 1 EX + 1 LL).....	170
Gambar 4.58 Sketsa Penulangan Penampang-Penampang Kolom ...	172
Gambar 4.59 Penampang Kolom	173
Gambar 4.60 Brosur tiang pancang.....	183
Gambar 4.61 Dimensi Pile cap	187
Gambar 4.62 Detail Penulangan Pile cap	188
Gambar 4.63 Denah.....	190
Gambar 4.64 Penekanan Tiang Pancang	192
Gambar 4.65 Pemasukan Tiang Pancang Sambungan	193
Gambar 4.66 Penyambungan	190
Gambar 4.67 Proses pemasangan sheet pile	195
Gambar 4.68 Detail Sheet pile	190
Gambar 4.69 Alur Jalur Galian Tanah.....	196
Gambar 4.70 Detail pemotongan tiang pancang	197

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Dengan semakin meningkatnya pertumbuhan ekonomi dan kebutuhan atas lahan di Surabaya. Oleh karena itu, MNC Group mendirikan gedung Perkantoran MNC untuk memfasilitasi kebutuhan perkantoran di Surabaya.

Perencanaan gedung bertingkat perlu memperhatikan beberapa kriteria, antara lain kriteria kekuatan, perilaku yang baik pada taraf gempa rencana, serta aspek ekonomis. Merencanakan bangunan bertingkat banyak dari segi struktur memerlukan pertimbangan yang banyak terutama jika gedung itu dirancang tahan gempa. Pertimbangan struktur ini akan berpengaruh dalam menentukan alternatif perencanaan, misalnya jenis sistem struktur, tata letak kolom, panjang balok, dan bentang.

Perencanaan Gedung Perkantoran MNC Surabaya merupakan gedung bertingkat yang membutuhkan perencanaan struktur bangunan tahan gempa untuk mengurangi dampak dari bahaya bencana gempa. Gedung Perkantoran MNC Surabaya ini memiliki 12 Lantai dan 3 Basement dengan ketinggian 56,2 meter. Dengan hasil kondisi yang ada dari kondisi tanah dan faktor kutamaan dapat ditentukan Gedung Perkantoran MNC Surabaya termasuk dalam kategori desain seismik D. Oleh karena itu digunakan sistem rangka pemikul momen Khusus (SRPMK) dalam proses perencanaan struktur bangunan. Dalam Tugas akhir dibatasi menjadi 12 lantai dan 1 basement tanpa shear wall dengan memodifikasi dimensi-dimensi dari sturktur guna mendapatkan struktur yang mampu menahan beban dari gravitasi maupun akibat gempa. Ditambahkan pula metode pelaksanaan dalam pekerjaan basement.

1.2 Rumusan Masalah

Rumusan masalah yang dapat disebutkan dalam Tugas akhir ini sebagai berikut :

1. Bagaimana merencanakan struktur gedung dengan menggunakan sistem rangka pemikul momen khusus (SRPMK) ?
2. Bagaimana menentukan dimensi dari strukturnya akibat perubahan sitem ketahanan gempa yang dipakai ?
3. Bagaimana perhitungan penulangan pada struktur primer dan struktur sekunder ?
4. Bagaimana metode pelaksanaan pekerjaan dari basement ?

1.3 Batasan Masalah

Batasan permasalahan yang dapat disebutkan dalam Tugas akhir ini sebagai berikut :

1. Peninjauan struktur bangunan pada 12 lantai dengan 1 basement termasuk pondasi
2. Peninjauan metode pelaksanaan pekerjaan basement
3. Tidak meninjau dinding penahan

1.4 Tujuan

Tujuan dari penyusunan Tugas akhir ini sebagai berikut :

1. Mampu untuk menghasilkan perhitungan struktur gedung perkantoran MNC dengan metode SRPMK.
2. Mampu menentukan mentukan dimensi dari struktur akibat perubahan sistem ketahanan gempa yang dipakai.
3. Mampu perhitungan penulangan pada struktur primer dan struktur sekunder
4. Mampu menganalisa metode pelaksanaan pekerjaan dari basement

1.5 Manfaat

Manfaat dari penyusunan Tugas akhir ini adalah:

1. Untuk mendapatkan suatu desain bangunan gedung yang mampu menahan gempa pada daerah gempa khususnya Surabaya.
2. Untuk dapat memodifikasi sistem struktur yang dipakai khususnya Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) dan Dinding Geser
3. Untuk menerapkan semua ilmu yang berkaitan dengan teori dan perancangan struktur yang diperoleh selama di bangku kuliah dengan data gedung yang sesungguhnya.

“Halaman Ini Sengaja Dikosongkan”

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

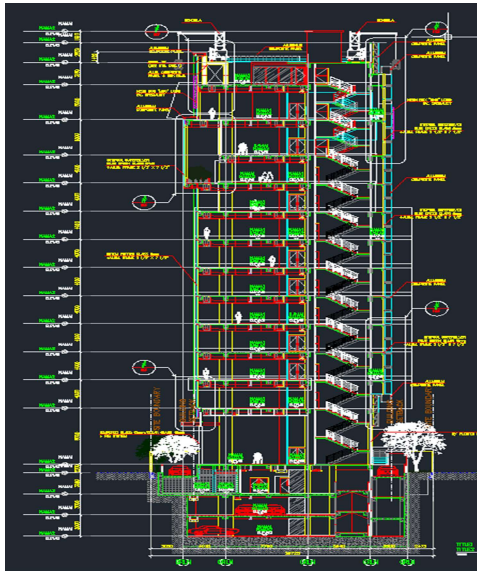
Tinjauan pustaka berikut ini akan menjelaskan secara garis besar mengenai teori yang digunakan agar perencanaan struktur gedung dapat memenuhi kriteria kekuatan dan kelayakan yang dibutuhkan sebuah gedung.

2.1 Data Bangunan

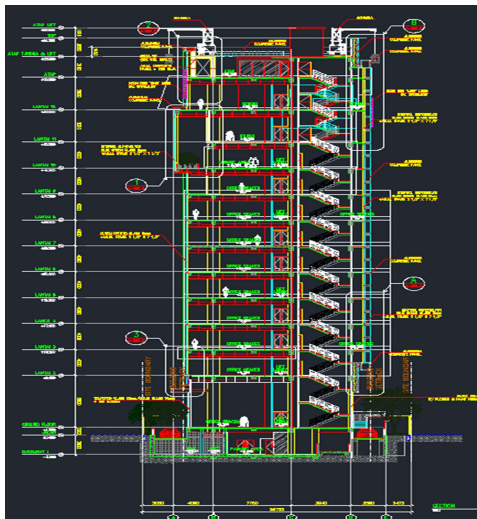
- Data Umum Bangunan

Nama Proyek	: Proyek Pembangunan Gedung Perkantoran MNC Surabaya
Lokasi Proyek	: Jl. Taman Ade Irma Nasution no.19 - 21 Surabaya
Jumlah Lantai	: 12 lantai dan 3 basement
Tinggi Bangunan	: 56,2 m
Luas Bangunan	: 694,5 m ²
Struktur Atap	: Pelat Beton
Struktur Bangunan	
▪ Pondasi	: Tiang Pancang
▪ Tembok Penahan	: Sheet Pile
▪ Rangka	: Konstruksi beton betulang
▪ Lantai	: Plat Beton
▪ Bahan Lantai	: Keramik
▪ Atap	: Plat beton
▪ Dinding	: Retaining wall dan batako yang diplester
Gambar Arsitek	: Terlampir

Bangunan Gedung Perkantoran MNC Surabaya memiliki 12 lantai dan 3 basement dengan shear wall. Dalam Tugas akhir dibatasi menjadi 12 lantai dan 1 basement tanpa shear wall. Berikut gambar eksistingnya:



Gambar 2.1 Potongan tampak 12 lantai dan 3 basement



Gambar 2.2 Potongan tampak 12 lantai dan 1 basement

- Mutu Beton :
 - Pondasi, balok dan plat : K300 f_c' 24,9 Mpa
 - Retaining wall : K300 f_c' 33,2 Mpa
 - Kolom : K350 f_c' 29,1 Mpa
- Data Tanah
 Data Tanah diperoleh dari penyelidikan tanah yang dilakukan oleh Testana Engineering, Inc Surabaya.

2.2 Peraturan-Peraturan yang Dipakai

1. SNI 2847:2013, Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung.
2. SNI 1726:2012, Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung.
3. SNI 1727:2013 Beban Minimum untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur lain.

2.3 Analisis Beban Seismik

2.3.1. kategori resiko struktur bangunan

Untuk berbagai kategori risiko struktur bangunan gedung dan non gedung tabel 2.1 sesuai tahap pengaruh gempa rencana terhadapnya harus dikalikan dengan suatu faktor keutamaan menurut tabel 2.2 (SNI 1726-2012).

Tabel 2.1 Kategori Risiko

Jenis pemanfaatan	Kategori risiko
Gedung dan non gedung yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain: <ul style="list-style-type: none"> - Fasilitas pertanian, perkebunan, perternakan, dan perikanan - Fasilitas sementara - Gudang penyimpanan - Rumah jaga dan struktur kecil lainnya 	I
Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I,III,IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: <ul style="list-style-type: none"> - Perumahan - Rumah toko dan rumah kantor - Pasar - Gedung perkantoran - Gedung apartemen/ rumah susun - Pusat perbelanjaan/ mall - Bangunan industri - Fasilitas manufaktur - Fabrik 	II
Gedung dan non gedung yang memiliki risiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: <ul style="list-style-type: none"> - Bioskop - Gedung pertemuan - Stadion - Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas penitipan anak - Penjara - Bangunan untuk orang jompo <p>Gedung dan non gedung, tidak termasuk kedalam kategori risiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan/atau gangguan massal terhadap kehidupan masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Pusat pembangkit listrik biasa - Fasilitas penanganan air - Fasilitas penanganan limbah - Pusat telekomunikasi <p>Gedung dan non gedung yang tidak termasuk dalam kategori risiko IV, (termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur, proses, penanganan, penyimpanan, penggunaan atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya, bahan kimia berbahaya, limbah berbahaya, atau bahan yang mudah meledak) yang mengandung bahan beracun atau peledak di mana jumlah kandungan bahannya melebihi nilai batas yang disyaratkan oleh instansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran.</p>	III

Jenis pemanfaatan	Kategori risiko
Gedung dan non gedung yang ditunjukkan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk: <ul style="list-style-type: none"> - Bangunan-bangunan monumental - Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan - Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi, serta garasi kendaraan darurat - Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, angin badai, dan tempat perlindungan darurat lainnya - Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat - Pusat pembangkit energi dan fasilitas publik lainnya yang dibutuhkan pada saat keadaan darurat - Struktur tambahan (termasuk menara telekomunikasi, tangki penyimpanan bahan bakar, menara pendingin, struktur stasiun listrik, tangki air pemadam kebakaran atau struktur rumah atau struktur pendukung air atau material atau peralatan pemadam kebakaran) yang disyaratkan untuk beroperasi pada saat keadaan darurat <p>Gedung dan non gedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk ke dalam kategori risiko IV.</p>	IV

Tabel 2.2 Faktor Keutamaan Gempa

Kategori risiko	Faktor keutamaan gempa, I_g
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,50

2.3.2. Kelas situs (SA-SF)

Dalam perumusan kriteria desain seismik suatu bangunan di permukaan tanah atau penentuan amplifikasi besaran percepatan gempa puncak dari batuan dasar ke permukaan tanah untuk suatu situs, maka situs tersebut harus diklasifikasikan. Profil tanah disitus harus diklasifikasikan sesuai dengan tabel 2.3 (SNI 1726-2012).

Tabel 2.3 Kelas Situs

Kelas situs	\bar{V}_s (m/detik)	N atau \bar{N}_{sk}	$\bar{\tau}_u$ (kPa)
SA (batuan keras)	>1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	>50	≥ 100
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
SE (tanah lunak)	< 175	<15	< 50
Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$, 2. Kadar air, $w \geq 40 \%$, 3. Kuat geser niralir $\bar{\tau}_u < 25$ kPa			
SF (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs yang mengikuti 6.10.1)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut: - Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah - Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan $H > 3$ m) - Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan $H > 7,5$ m dengan Indeks Plastisitas $PI > 75$) Lapisan lempung lunak/setengah teguh dengan ketebalan $H > 35$ m dengan $\bar{\tau}_u < 50$ kPa		

2.3.3. Parameter – parameter respons spektral percepatan gempa maksimum

Parameter spektrum respons percepatan pada perioda pendek dan perioda 1 detik yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs harus ditentukan dengan perumusan sebagai berikut :

$$S_{MS} = F_a \times S_s$$

$$S_{M1} = F_v \times S_1$$

Dan koefisien situs F_a dan F_v mengikuti Tabel 2.4 dan Tabel 2.5 (SNI 1726-2012).

Tabel 2.4 koefisien situs, F_a

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa (MCE_E) terpetakan pada periode pendek, $T=0,2$ detik, S_1				
	$S_1 \leq 0,25$	$S_1 = 0,5$	$S_1 = 0,75$	$S_1 = 1,0$	$S_1 \geq 1,25$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
SE	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
SF	SS ^b				

CATATAN:

- Untuk nilai-nilai antara S_1 dapat dilakukan interpolasi linier
- SS= Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik, lihat 8.10.1

Tabel 2.5 koefisien situs, F_v

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa MCE_E terpetakan pada periode 1 detik, S_1				
	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 \geq 0,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
SD	2,4	2	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF	SS ^b				

CATATAN :

- Untuk nilai-nilai antara S_1 dapat dilakukan interpolasi linier
- SS= Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik, lihat 8.10.1

2.3.4. Parameter percepatan spektral desain

Parameter percepatan spektral desain untuk periode pendek dan periode 1 detik ditentukan dengan melalui perumusan berikut :

$$S_{DS} = 2/3 S_{MS}$$

$$S_{DI} = 2/3 S_{MI}$$

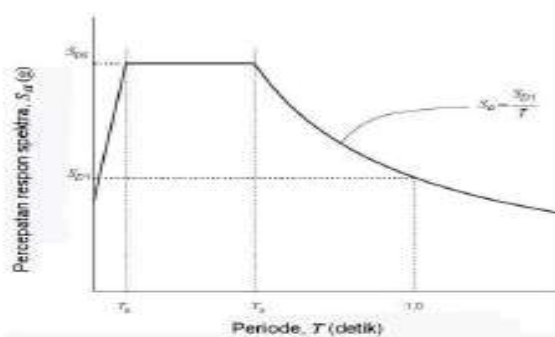
2.3.5. Menentukan spektrum respons desain

1. Untuk perioda yang lebih kecil dari T_0 , spektrum respons percepatan desain, S_a harus diambil dari persamaan

$$S_a = S_{DS} \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right)$$

2. Untuk perioda lebih besar dari atau sama dengan T_0 dan atau lebih kecil dari atau sama dengan T_s , spektrum respons percepatan desain S_a sama dengan S_{DS} .
3. Untuk perioda lebih besar dari T_s spektrum respons percepatan desain S_a di ambil berdasarkan persamaan :

$$S_a = \frac{S_{DI}}{T}$$



Gambar 2.3 Spektrum Respons Desain

2.3.6. Kategori desain seismik (A-D)

Semua struktur harus ditetapkan kategori desain seismik berdasarkan kategori resiko dan parameter respons spektral percepatan desainnya dengan mengacu pada tabel 2.6 dan tabel 2.7 (SNI 1726-2012).

Tabel 2.6 kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada perioda pendek

Nilai S_{DS}	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DS} < 0,167$	A	A
$0,167 \leq S_{DS} < 0,33$	B	C
$0,33 \leq S_{DS} < 0,50$	C	D
$0,50 \leq S_{DS}$	D	D

Tabel 2.7 kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada perioda 1 detik

Nilai S_{D1}	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{D1} < 0,167$	A	A
$0,067 \leq S_{D1} < 0,133$	B	C
$0,133 \leq S_{D1} < 0,20$	C	D
$0,20 \leq S_{D1}$	D	D

2.4 Sistem Rangka Pemikul Momen

Sistem rangka pemikul momen adalah suatu sistem struktur yang pada dasarnya memiliki rangka ruang pemikul beban gravitasi secara lengkap. Beban lateral dipikul rangka pemikul momen terutama melalui mekanisme lentur.

Dalam perencanaan bangunan tahan gempa, telah ditetapkan dalam Standart Nasional Indonesia Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk bangunan gedung, bahwa sistem rangka pemikul momen dibagi dalam 3 (tiga) kelas yaitu ;

- a) Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB)
- b) Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM)
- c) Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)

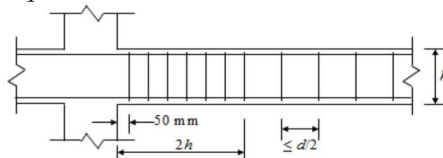
Pada perencanaan bangunan Perkantoran MNC Surabaya ini menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) dimana semua rangka struktur bangunan memikul beban gravitasi dan beban lateral yang diakibatkan oleh beban gempa besar.

2.4.1 Persyaratan Untuk Sistem rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)

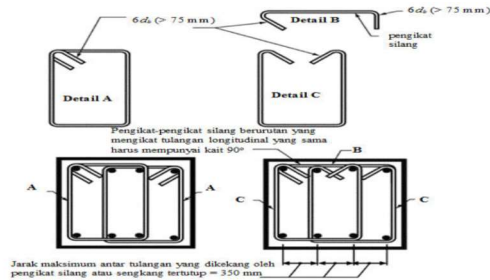
- **Komponen struktur lentur rangka momen khusus**

Desain harus memenuhi persyaratan SNI 2847:2013 Pasal 21.5.1.1 sampai 21.5.1.4 sebagai berikut :

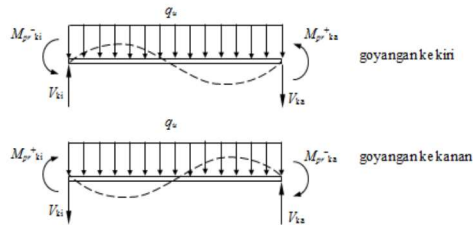
- Gaya tekan aksial terfaktor, P_u , tidak lebih dari $A_g f_c / 10$.
 - Bentang bersih l_n tidak kurang dari 4 kali tinggi efektifnya.
 - Lebar penampang, b_w , tidak kurang dari 0,3 kali tinggi penampang namun tidak boleh diambil kurang dari 250 mm. ($b_w > 0,3h$ atau 250 mm)
 - Lebar penampang, b_w , tidak boleh melebihi lebar kolom pendukung ditambah nilai terkecil dari : lebar kolom atau $\frac{3}{4}$ kali dimensi kolom dalam arah sejajar komponen lentur
- **Tulangan transversal (pasal 21.5.3)**
 - Senggang tertutup harus disediakan pada daerah hingga dua kali tinggi balok diukur dari muka tumpuan pada kedua ujung komponen struktur lentur.
 - Senggang tertutup pertama harus dipasang tidak lebih dari 50 mm dari muka tumpuan. Jarak antar senggang tertutup tidak boleh melebihi dari nilai terkecil antara :
 - $d/4$
 - $6db$ (6 kali diameter tulangan memanjang terkecil)
 - 150 mm
 - Pada daerah yang tidak memerlukan senggang tertutup, senggang dengan kait gempapada kedua ujungnya harus dipasang dengan jarak tidak lebih dari $d/2$ di sepanjang bentang komponen struktur lentur



- Senggang tertutup dapat terdiri dari dua buah tulangan, yaitu : sebuah senggang dengan kait gempapada kedua ujungnya dan ditutup oleh pengikat silang. Pada pengikat silang yang berurutan yang mengikat tulangan memanjang yang sama, kait 90°- nya harus dipasang berselangseling



- Tulangan transversal untuk SRPMK harus didesain untuk memikul gaya geser rencana yang ditimbulkan oleh kuat lentur maksimum, M_{pr} , dengan tanda berlawanan, yang dianggap bekerja pada muka-muka tumpuan.
- Pada saat yang bersamaan komponen struktur tersebut dianggap memikul beban gravitasi terfaktor di sepanjang bentangnya.



Gambar 15.11 Gaya Geser Rencana Pada Komponen Struktur Lentur

- Kuat geser yang disumbangkan oleh beton, V_c , dapat diambil sama dengan nol apabila gaya geser akibat gempa lebih besar atau sama dengan 50% dari kuat geser perlu maksimum di sepanjang daerah tersebut, serta apabila gaya aksial tekan terfaktor, termasuk akibat gempa, lebih kecil dari $A_g f / c / 20$.
- **Komponen lentur dan aksial**
Persyaratan Umum (SNI 2847:2013 pasal 21.6.1)
 - Komponen struktur yang memikul lentur dan gaya aksial (kolom) yang diakibatkan oleh beban gempa bumi, serta beban aksial terfaktor yang bekerja melebihi $A_g f / c / 10$,

harus memenuhi persyaratan ukuran penampang sebagai berikut :

- Ukuran penampang terkecil, diukur pada garis lurus yang melalui titik pusat geometris penampang, tidak kurang dari 300 mm
- Perbandingan antara ukuran terkecil penampang terhadap ukuran dalam arah tegak lurus nya tidak kurang dari 0,4

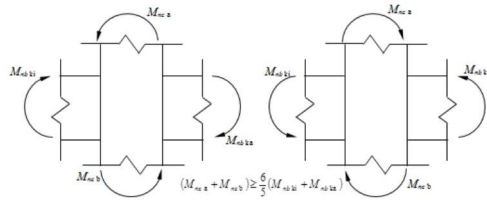
Persyaratan Tulangan Lentur (SNI 2847:2013 pasal 21.6.2)

- Kuat lentur dari suatu kolom harus memenuhi persyaratan sebagai berikut :

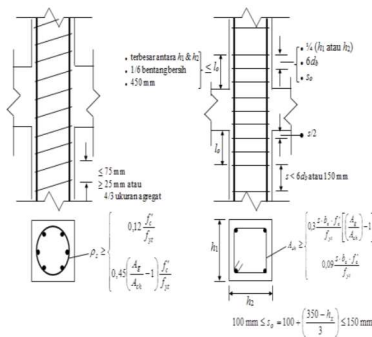
$$\sum M_{nc} \geq 6/5 \sum M_{nb}$$

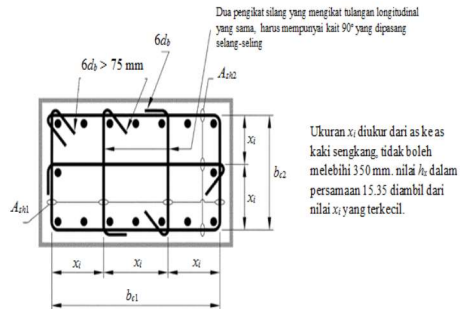
dengan :

- M_{nc} adalah jumlah kuat lentur nominal kolom yang merangka pada suatu hubungan balok-kolom (HBK). Kuat lentur kolom harus dihitung untuk gaya aksial terfaktor yang sesuai dengan arah gaya-gaya lateral yang ditinjau yang menghasilkan nilai kuat lentur yang terkecil
- M_{nb} adalah jumlah kuat lentur nominal balok yang merangka pada suatu hubungan balok-kolom (HBK).
- Pendekatan ini sering dikenal sebagai konsep kolom kuat – balok lemah (strong column – weak beam).
- Dengan menggunakan konsep ini maka diharapkan bahwa kolom tidak akan mengalami kegagalan terlebih dahulu sebelum balok. Tulangan lentur harus dipilih sedemikian sehingga persamaan 15.32 terpenuhi. Sedangkan rasio tulangan harus dipilih sehingga terpenuhi syarat : $0,01 < \rho_g < 0,06$



- Kolom harus didetailkan dengan baik untuk menghasilkan tingkat daktilitas yang cukup, terutama pada saat mulai terbentuknya sendi plastis akibat beban gempa. Pada daerah sendi plastis kolom (daerah sepanjang l_o dari muka hubungan balok-kolom, di kedua ujungnya) harus disediakan tulangan transversal yang mencukupi. Panjang l_o daerah sendi plastis kolom, diambil tidak kurang dari :
 - Tinggi penampang komponen struktur pada muka hubungan balok kolom atau pada segmen yang memiliki potensi terjadi leleh lentur
 - 1/6 dari bentang bersih komponen struktur
 - 450 mm

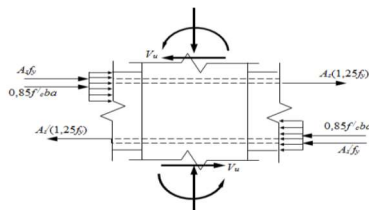




• Hubungan balok-kolom

Persyaratan Umum (SNI 2847:2013 pasal 21.7.2)

- Gaya-gaya pada tulangan longitudinal balok di muka HBK harus ditentukan dengan menganggap bahwa tegangan pada tulangan tarik lentur adalah $1,25f_y$.
- Tulangan longitudinal balok yang berhenti pada suatu kolom harus memiliki panjang penyaluran yang cukup hingga mencapai sisi jauh dari inti kolom terkekang.
- Jika tulangan longitudinal balok diteruskan hingga melewati HBK, maka dimensi kolom dalam arah paralel terhadap tulangan longitudinal balok tidak boleh kurang dari 20 kali diameter tulangan longitudinal terbesar balok. Untuk beton ringan, maka dimensi tersebut tidak boleh kurang dari 26 kali diameter tulangan longitudinal terbesar balok.

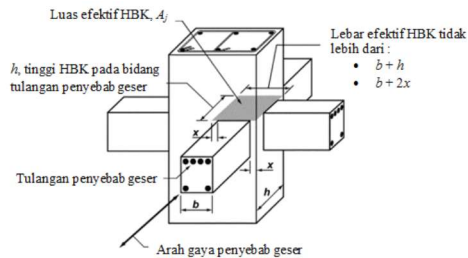


Persyaratan Tulangan Transversal (SNI 2847:2013 pasal 21.7.3)

- Tulangan transversal berbentuk sengkang tertutup (seperti pada lokasi sendi plastis kolom) harus disediakan pada daerah HBK
- Pada suatu HBK yang memiliki balok dengan lebar sekurangnya $\frac{3}{4}$ lebar kolom dan merangka pada keempat sisi kolom tersebut, maka dapat dipasang tulangan transversal setidaknya sejumlah $\frac{1}{2}$ dari kebutuhan di daerah sendi plastis kolom. Tulangan transversal ini dipasang di daerah HBK pada setinggi balok terendah yang merangka ke HBK. Pada daerah ini, jarak tulangan transversal boleh diperbesar menjadi 150 mm
- Pada HBK dengan lebar balok lebih besar daripada lebar kolom, tulangan transversal seperti pada daerah sendi plastis kolom harus disediakan untuk memberikan kekangan terhadap tulangan longitudinal balok yang terletak di luar inti kolom

Kuat Geser (SNI 2847:2013 pasal 21.7.4)

- Kuat geser nominal HBK untuk beton normal diambil tidak melebihi dari :
 - $1,7\sqrt{f/c} A_j$, untuk HBK yang terkekang keempat sisinya
 - $1,25\sqrt{f/c} A_j$, untuk HBK yang terkekang ketiga sisinya atau dua sisi yang berlawanan
 - $1,0\sqrt{f/c} A_j$, untuk HBK yang lainnya
- Dengan A_j adalah merupakan luas efektif dari HBK. Untuk beton ringan, kuat geser nominal HBK tidak boleh diambil melebihi $\frac{3}{4}$ dari batasan untuk beton normal. Suatu balok yang merangka pada suatu HBK dianggap mampu memberikan kekangan jika setidaknya $\frac{3}{4}$ bidang muka HBK tersebut tertutupi oleh balok yang merangka ke HBK tersebut.



Panjang Penyaluran Tulangan (SNI 2847:2013 pasal 21.7.5.1)

- Panjang penyaluran l_{dh} untuk tulangan tarik berdiameter 10 hingga 36 mm, yang memiliki kait standar 90o, diambil dari nilai terbesar antara :
 - $8db$
 - 150 mm, atau
 - $f_y db / (5,4 \sqrt{f_c})$
- Untuk tulangan berdiameter 10 hingga 36 mm tanpa kait, panjang penyaluran tulangan tarik, l_d , tidak boleh diambil lebih kecil daripada:
- $2,5l_{dh}$, jika tebal pengecoran beton di bawah tulangan tersebut kurang dari 300 mm
- $3,25l_{dh}$, jika tebal pengecoran beton di bawah tulangan tersebut lebih dari 300 mm
-

2.5 Spektrum Respon

Untuk mengurangi bencana yang diakibatkan oleh gempa diperlukan pemahaman yang lebih baik mengenai perilaku gempa. Pembicaraan masalah gempa tidak terlepas dari spektrum respon(response spectrum). Spektrum respon yang merupakan grafik respon maksimum struktur untuk bermacam-macam frekuensi dapat memudahkan seseorang dalam menganalisa dan mendesain suatu struktur tahan hancur.(Pattipawaj 2010)

“Halaman Ini Sengaja Dikosongkan”

BAB III

METODOLOGI

Metodologi dalam Perencanaan Struktur Gedung Perkantoran MNC Surabaya dengan menggunakan Metode Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) adalah sebagai berikut :

3.1 Pengumpulan Data

1. Gambar arsitektur dan struktur bangunan,
2. Data tanah,
3. Peraturan dan buku penunjang lainnya sebagai dasar teori maupun pendukung.

3.2 Preliminari Desain

Penentuan dimensi struktur

1. Struktur utama : Balok, Kolom dan Pondasi.
2. Struktur sekunder : Pelat lantai dan Pelat atap.

3.3 Perhitungan Pembebanan

Perhitungan beban-beban yang bekerja disesuaikan dengan peraturan pembebanan.

Analisa pembebanan adalah sebagai berikut :

1. Beban konstruksi atap
 - a. Beban mati
Terdiri dari beban sendiri atap, plafond, rangka dan intalasi gedung.
 - b. Beban hidup
Beban pelaksanaan ,air hujan dan angin.
2. Beban plat lantai
 - a. Beban mati
Terdiri dari beban sendiri pelat, spesi, keramik, beban plafond dan penggantung.
 - b. Beban hidup
Ditentukan SNI 1727-2013
3. Beban gempa

Analisa beban gempa dengan respon Spektrum

4. Beban angin
Perbedaan selisih tekanan udara.

3.4 Analisis Gaya Dalam

Nilai gaya dalam diperoleh menggunakan bantuan SAP 2000 V.14

3.5 Perhitungan Penulangan Struktur

Komponen-komponen struktur didesain sesuai dengan aturan yang terdapat pada SNI 03-2847-2013. perhitungan meliputi :

1. Output dari SAP 2000 yang berupa momen-momen dan bidang D serta dimensi perencanaan,
2. Kontrol penulangan,
3. Penabelan penulangan yang digunakan untuk bangunan arah melintang dan arah memanjang termasuk pondasi,
4. Sketsa gambar penulangan.

3.6 Kontrol Persyaratan

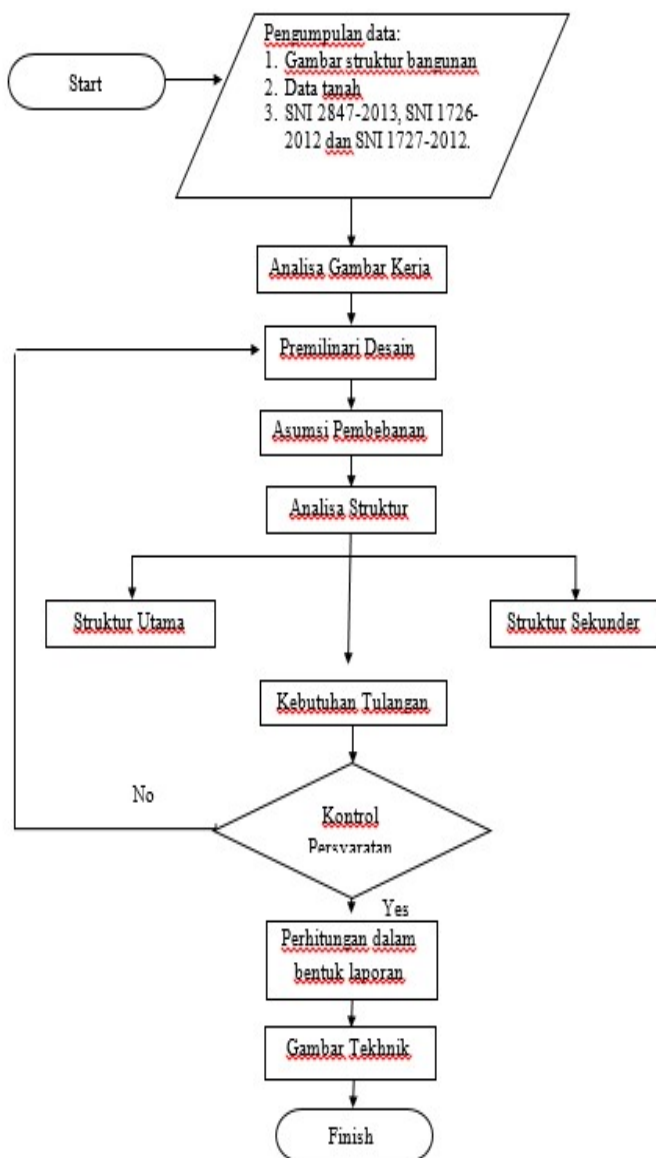
1. Pelat
 - a. Kontrol jarak spasi tulangan (SNI 2847-2013),
 - b. Kontrol jarak spasi tulangan susut,
 - c. Kontrol perlu tulangan susut (SNI 2847-2013) dan (SNI 2847-2013),
 - d. Kontrol lendutan (SNI 2847-2013).
2. Balok
 - a. Kontrol $M_n \text{ pasang} \geq M_n$ untuk penulangan lentur,
 - b. Kontrol penulangan geser yang terdiri dari 5 kondisi.
3. Kolom
 - a. Kontrol kemampuan kolom,
 - b. Kontrol momen yang terjadi $M_{\text{pasang}} \geq M_n$.

3.7 Gambar Rencana

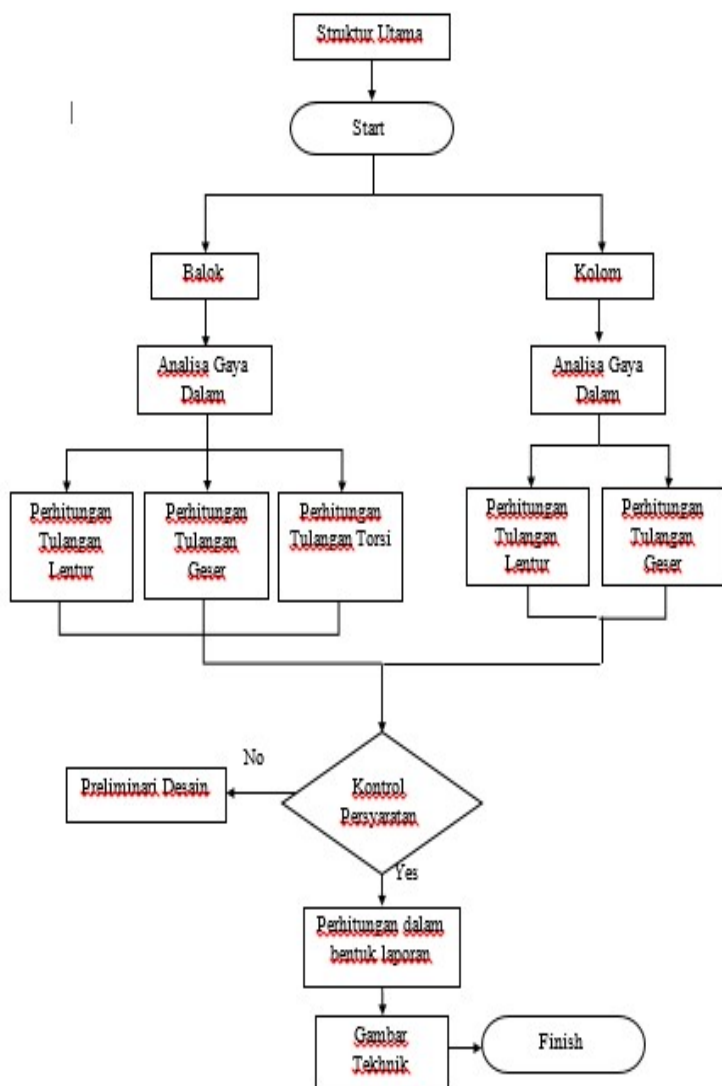
Gambar perencanaan meliputi :

1. Gambar Arsitek
 - a. Gambar denah,
 - b. Gambar tampak.
2. Gambar Potongan
 - a. Potongan memanjang,
 - b. Potongan melintang.
3. Gambar Penulangan
 1. Gambar penulangan pelat,
 2. Gambar penulangan balok,
 3. Gambar penulangan kolom,
 4. Gambar penulangan pondasi,
4. Gambar Detail
 1. Gambar detail panjang penyaluran
5. Gambar Struktur
 1. Gambar balok,
 2. Gambar kolom,

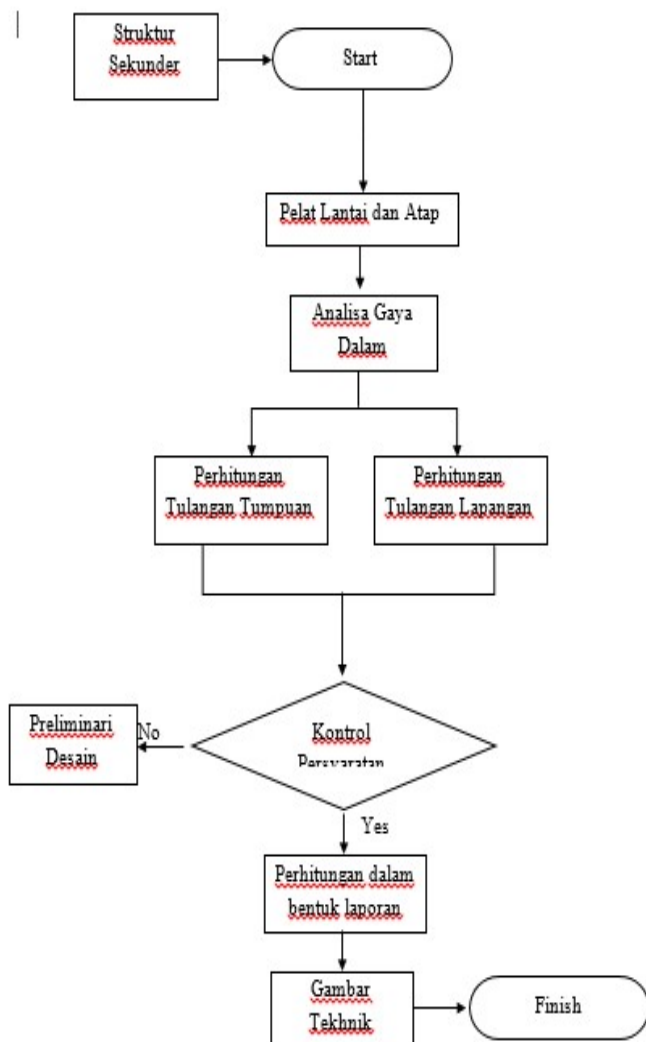
3.8 Flow Chart



Perhitungan Struktur Utama



Perhitungan Struktur Sekunder



BAB 4

PEMBAHASAN

4.1 Perencanaan Dimensi Struktur

Berikut perhitungan kategori desain seismik untuk menentukan sistem struktur.

4.1.1 Menentukan Kelas Situs

Berikut data tanah dari uji boring log yang dilakukan dilokasi Bangunan.

Tabel 4.1 Nilai N-SPT

Lapisan ke i	Tebal Lapisan (d_i) (m)	Deskripsi Jenis Tanah	Nilai N-SPT
1	3	silty clay, dark grey, soft consistency	2,50
2	14	silty clay, dark grey, soft very consistency	0,20
3	1	silty clay, dark grey, soft consistency	3,00
4	2	silty clay, with a little sand and shell fragments, dark grey, stiff consistency	9,00
5	2	silty clay, with a trace of sand and shell fragments, dark grey, very stiff consistency	16,00
6	6	silty clay, with a trace of sand, dark grey, hard consistency	31,67
7	8	silty clay, light grey mottled with yellow, very stiff consistency	19,75
8	3	silty clay, light brownish grey, dark grey, very stiff consistency	28,00
9	1	silty sand, with a trace of gravel, dark grey, coarse grained, very dense	41,00
Total	40		151,12

$$\bar{N} = \frac{\sum_{i=1}^n di}{\sum_{i=1}^n \frac{di}{N_i}} = \frac{40}{72,607} = 0,551$$

(termasuk klasifikasi situs SE dari tabel 3. Klasifikasi situs SNI Gempa 2012)

4.1.2 Menentukan Kategori Desain Seismik

- Lokasi bangunan
= kota surabaya
- Percepatan batuan dasar pada perioda pendek (Ss)
= 0,7 g (Peta Gempa 2010)
- Percepatan batuan dasar pada perioda 1 detik (S1)
= 0,25 g (Peta Gempa 2010)
- Faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran perioda pendek (Fa)
= 1,6
- Faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran perioda 1 detik (Fv)
= 3
- Parameter spektrum respons percepatan pada perioda pendek (Sms)
= Ss x Fa
= 0,7 x 1,6
= 1,12
- Parameter spektrum respons percepatan pada perioda 1 detik (Sm1)
= S1 x Fv
= 0,25 x 3
= 0,75
- Parameter percepatan spektral desain untuk perioda pendek (Sds)
= 2/3x Sms
= 2/3x 1,12
= 0,747

- Parameter percepatan spektral desain untuk perioda 1 detik (S_{d1})
 $= 2/3 \times S_{m1}$
 $= 2/3 \times 0,75$
 $= 0,5$

Tabel 4.2 Kategori Desain Seismik berdasarkan nilai S_{ds}

Nilai S_{ds}	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{ds} < 0,167$	A	A
$0,167 \leq S_{ds} < 0,33$	B	C
$0,33 \leq S_{ds} < 0,50$	C	D
$0,50 \leq S_{ds}$	D	D

Tabel 4.3 Kategori Desain Seismik berdasarkan nilai S_{d1}

Nilai S_{d1}	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{d1} < 0,167$	A	A
$0,067 \leq S_{d1} < 0,133$	B	C
$0,133 \leq S_{d1} < 0,20$	C	D
$0,20 \leq S_{d1}$	D	D

Dari perhitungan didapat nilai dari $S_{ds} = 0,747$ dan $S_{d1} = 0,5$. Didapat simpulan dari tabel 4.2 dan Tabel 4.3 bahwa bangunan tersebut dalam kategori sismik D dan dirancang dengan Sistem Struktur Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK).

4.2 Preliminary Desain

4.2.1 Preliminary Desain Balok

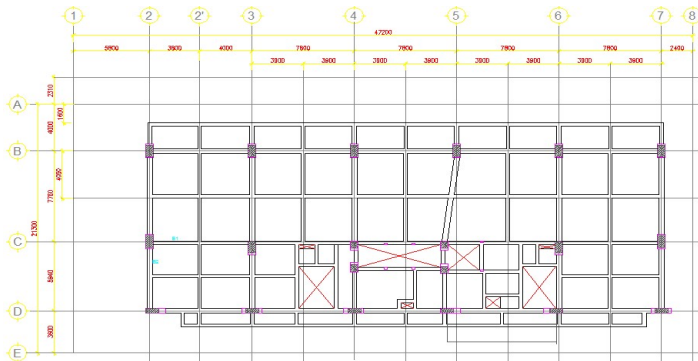
Preliminary design balok bertujuan untuk memperkirakan lebar dan tinggi balok. Tinggi minimum balok (h_{min}) tanpa memperhitungkan lendutan ditentukan berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 9.5.2.2. Tabel 9.5(a). Lebar balok diestimasikan berkisar antara $1/2 - 2/3$ tinggi balok.

$$h_{\min} = \frac{l}{16}$$

Untuk f_y selain 420 MPa, nilainya harus dikalikan dengan $(0,4 + f_y/700)$. Jadi untuk mutu baja 500 Mpa, perhitungannya adalah sebagai berikut :

$$h_{\min} = \left(\frac{l}{16} \right) \cdot \left(0,4 + \left(\frac{f_y}{700} \right) \right)$$

Berikut balok bangunan yang akan ditinjau dalam contoh perhitungan preliminary desain balok :



Gambar 4.1 Tinjauan Balok

4.2.1.1 Balok Induk

Dengan L (Bentang Balok) ialah 780 cm dapat diperhitungkan dimensi balok sebagai berikut :

- Tinggi Balok (h)

$$h_{\min} = \left(\frac{l}{16} \right) \cdot \left(0,4 + \left(\frac{f_y}{700} \right) \right)$$

$$h_{\min} = \left(\frac{780}{16} \right) \cdot \left(0,4 + \left(\frac{500}{700} \right) \right) = 54,32 \text{ cm}$$

Maka digunakan h untuk balok yaitu 70 cm atau 700 mm.

- Lebar Balok (b)

$$b = \frac{2}{3} \cdot h = \frac{2}{3} \cdot 70 = 46\text{cm}$$

Maka digunakan b untuk balok yaitu 50 cm atau 500 mm

Dimensi Balok Induk dengan bentang 780 cm digunakan 50/70 cm.

4.2.1.2 Balok Anak

Dengan L (Bentang Balok) ialah 780 cm dapat diperhitungkan dimensi balok sebagai berikut :

- Tinggi Balok (h)

$$h_{\min} = \left(\frac{780}{21} \right) \left(0,4 + \left(\frac{500}{700} \right) \right) = 41,39\text{cm}$$

Maka digunakan h untuk balok anak yaitu 50 cm atau 500 mm.

- Lebar Balok (b)

$$b = \frac{2}{3} \cdot h = \frac{2}{3} \cdot 50 = 33,333 \text{ cm}$$

Maka digunakan b untuk balok anak yaitu 30 cm atau 300 mm
Dimensi balok anak dengan bentang 780 cm digunakan 30/50 cm.

4.2.1.3 Balok Kantilever

Dengan L (Bentang Balok) ialah 390 cm dapat diperhitungkan dimensi balok sebagai berikut :

- Tinggi Balok (h)

$$h = \left(\frac{L}{8} \right) \cdot \left(0,4 + \left(\frac{f_y}{700} \right) \right)$$

$$h = \left(\frac{390}{8} \right) \cdot \left(0,4 + \left(\frac{500}{700} \right) \right) = 54,32 \text{ mm}$$

Maka Digunakan h untuk balok anak yaitu 50 cm atau 500 mm

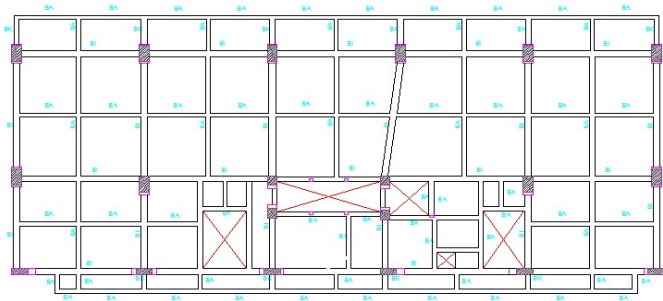
- Lebar Balok (b)

$$b = \frac{2}{3} \cdot h = \frac{2}{3} \cdot 50 = 33,333 \text{ cm}$$

Maka digunakan b untuk balok yaitu 30 cm atau 300 mm
Dimensi Balok Kantilever (B3) dengan bentang 390 cm digunakan 30/50 cm.

Tabel 4.4 Rekapitulasi Preliminary Desain Balok

Tipe Balok	Bentang (m)	H Pakai (cm)	B Pakai (cm)
Balok Induk	7,8	70	50
Balok Anak	7,8	50	30
Balok Kantilever	3,9	50	30



Gambar 4.2 Denah Balok Induk, Balok Anak & Kantilever

4.2.2 Preliminary Desain Pelat

Ketebalan pelat lantai diperkirakan : $t = \frac{\ell}{35}$. Namun, untuk memenuhi syarat lendutan, ketebalan minimum dari pelat harus memenuhi persyaratan SNI 03-2847-2013 pasal 9.5.3.2 – 9.5.3.3, yaitu:

- $\alpha m \leq 0.2 \rightarrow \text{Pasal 9.5.3.2 : } h = 125 \text{ mm}$
- $0.2 \leq \alpha m \leq 2$

$$h = \frac{\ell_n \left(0,8 + \frac{f_y}{1400}\right)}{36 + 5\beta (\alpha_{fm} - 0,2)} \text{ dan tidak boleh kurang dari 125 mm}$$

- $\alpha_m > 2$

$$h = \frac{\ell_n \left(0,8 + \frac{f_y}{1400}\right)}{36 + 9\beta} \text{ dan tidak boleh kurang dari 90 mm}$$

Dimana :

ℓ_n = panjang bentang bersih (muka ke muka tumpuan)

β = rasio dimensi bentang bersih untuk pelat dua arah

α_{fm} = nilai rata-rata α_f untuk semua balok pada tepi panel

f_y = mutu tulangan baja (MPa)

Menurut SNI 03-2847-2013 pasal 8.12(1) dan pasal 8.12(2) disebutkan beberapa kriteria menentukan lebar efektif (b_e) dari balok T.

- **Interior**

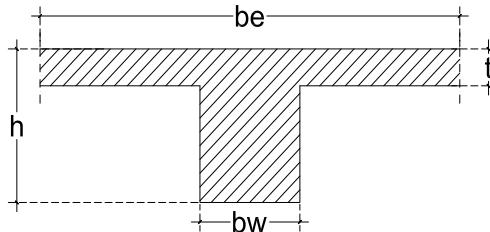
$$b_{e1} = \frac{1}{4} L_b$$

$$b_{e2} = 8t$$

$$b_{e3} = \frac{1}{2} L_b$$

} B_{eff}

Untuk potongan melintang balok T interior terdapat pada gambar dibawah ini :



Gambar 4.3 Potongan Melintang Balok Interior

- **Eksterior**

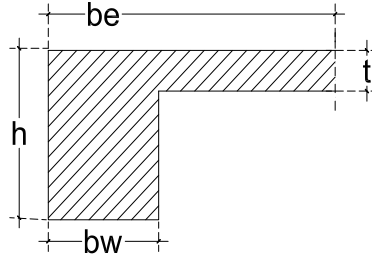
$$b_{e1} = \frac{1}{12} L_b$$

$$b_{e2} = 6t$$

$$b_{e3} = \frac{1}{2} L_b$$

} B_{eff}

Untuk potongan melintang balok T eksterior terdapat pada gambar dibawah ini :



Gambar 4.4 Potongan Melintang Balok Eksterior

Berdasarkan bukunya “*Desain Beton Bertulang*, oleh *Chu-Kia Wang dan Charles G. Salmon*, menyatakan bahwa momen inersia dari penampang balok dengan flens terhadap sumbu putarnya

senilai $I_b = k \times \frac{b_w \times h^3}{12}$ dengan nilai k sebagai berikut :

$$k = \frac{1 + \left(\frac{be}{bw}\right) \left(\frac{t}{h}\right) \left[4 - 6\left(\frac{t}{h}\right) + 4\left(\frac{t}{h}\right)^2 + \left(\frac{be}{bw} - 1\right) \left(\frac{t}{h}\right)^3 \right]}{1 + \left(\frac{be}{bw} - 1\right) \left(\frac{t}{h}\right)}$$

$$\text{Dan } I_p = b_p \times \frac{t^3}{12}$$

Dimana:

be = lebar efektif, harga minimum (cm)

bw = lebar badan balok (cm)

t = tebal rencana pelat (cm)

h = tinggi balok (cm)

Untuk menentukan tebal pelat diambil satu macam pelat :

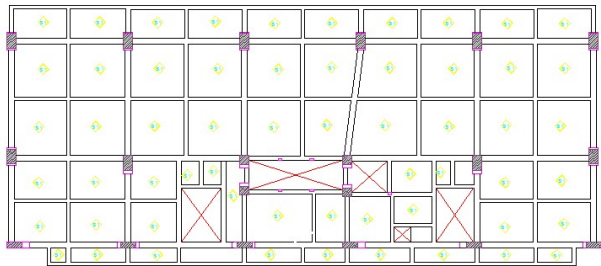
- Tipe Pelat 1 (S1) dengan dimensi 405 cm x 390 cm sebagai berikut :

$$Ln = 405 - \left(\frac{40}{2} + \frac{30}{2} \right) = 370 \text{ cm}$$

$$Sn = 390 - \left(\frac{40}{2} + \frac{30}{2} \right) = 355 \text{ cm}$$

$$\beta = \frac{Ln}{Sn} = \frac{370}{355} = 1,042 < 2 \text{ (Pelat dua arah)}$$

Berikut pelat lantai bangunan yang akan ditinjau dalam contoh perhitungan preliminary desain:



Gambar 4.5 Tinjauan Pelat Lantai

- **Kontrol Tebal Pelat (diambil contoh ukuran panel t 405/390)**

Berikut tahapan penentuan untuk tebal pelat lantai :

- Balok 40/60

$$b = 400 \text{ mm}$$

$$h = 600 \text{ mm}$$

$$Ly = 4050 \text{ mm}$$

$$Lx = 3900 \text{ mm}$$

$$\beta = 1,00$$

$$\begin{array}{rcl}
 b_e & = & \frac{1}{4} \cdot 4050 = 1012 \text{ mm} \\
 b_e & = & 8 \cdot 120 = 960 \text{ mm} \\
 b_e & = & \frac{1}{2} \cdot 4050 = 960 \text{ mm}
 \end{array}
 \left. \vphantom{\begin{array}{rcl} b_e & = & \frac{1}{4} \cdot 4050 \\ b_e & = & 8 \cdot 120 \\ b_e & = & \frac{1}{2} \cdot 4050 \end{array}} \right\} B_{\text{eff}} = 960 \text{ mm}$$

$$k = \frac{1 + \left(\frac{b_{\text{eff}}}{b_w} - 1\right) \left(\frac{t}{h}\right) \left[4 - 6 \left(\frac{t}{h}\right) + 4 \left(\frac{t}{h}\right)^2 + \left(\frac{b_{\text{eff}}}{b_w} - 1\right) \left(\frac{t}{h}\right)^3\right]}{1 + \left(\frac{b_{\text{eff}}}{b_w} - 1\right) \left(\frac{t}{h}\right)}$$

$$k = \frac{1 + \left(\frac{96}{40} - 1\right) \left(\frac{12}{60}\right) \left[4 - 6 \left(\frac{12}{60}\right) + 4 \left(\frac{12}{60}\right)^2 + \left(\frac{96}{40} - 1\right) \left(\frac{12}{60}\right)^3\right]}{1 + \left(\frac{96}{40} - 1\right) \left(\frac{12}{60}\right)}$$

$$k = 1,441$$

$$I_{\text{balok T}} = \frac{k \cdot b_w \cdot h^3}{12} = \frac{1,441 \cdot 40 \cdot 60^3}{12} = 1037520 \text{ cm}^4$$

$$I_{\text{pelat}} = \frac{1}{12} \cdot b \cdot t^3 = \frac{1}{12} \cdot 405 \cdot 12^3 = 58320 \text{ cm}^4$$

$$E_{\text{cb}} = E_{\text{cp}} = 4700 \cdot f_c'^{0,5} = 4700 \cdot 25^{0,5} = 23500$$

$$\alpha_1 = \frac{E \cdot I_{\text{balok T}}}{E \cdot I_{\text{pelat}}} = \frac{23500 \cdot 1037520}{23500 \cdot 58320} = 17,790$$

- Balok 30/50

$$b = 300 \text{ mm}$$

$$h = 500 \text{ mm}$$

$$L_y = 4050 \text{ mm}$$

$$L_x = 3900 \text{ mm}$$

$$\beta = 1,000$$

$$b_e = \frac{1}{4} \cdot 4050 = 1012 \text{ mm}$$

$$b_e = 8 \cdot 120 = 960 \text{ mm}$$

$$\left. \vphantom{\begin{array}{rcl} b_e & = & \frac{1}{4} \cdot 4050 \\ b_e & = & 8 \cdot 120 \end{array}} \right\} B_{\text{eff}} = 960 \text{ mm}$$

$$b_e = \frac{1}{2} \cdot 4050 = 960 \text{ mm}$$

$$k = \frac{1 + \left(\frac{b_{eff}}{b_w} - 1\right) \left(\frac{t}{h}\right) \left[4 - 6 \left(\frac{t}{h}\right) + 4 \left(\frac{t}{h}\right)^2 + \left(\frac{b_{eff}}{b_w} - 1\right) \left(\frac{t}{h}\right)^3\right]}{1 + \left(\frac{b_{eff}}{b_w} - 1\right) \left(\frac{t}{h}\right)}$$

$$k = \frac{1 + \left(\frac{96}{30} - 1\right) \left(\frac{12}{50}\right) \left[4 - 6 \left(\frac{12}{50}\right) + 4 \left(\frac{12}{50}\right)^2 + \left(\frac{96}{30} - 1\right) \left(\frac{12}{50}\right)^3\right]}{1 + \left(\frac{96}{30} - 1\right) \left(\frac{12}{50}\right)}$$

$$k = 1,662$$

$$I_{balok T} = \frac{k \cdot b_w \cdot h^3}{12} = \frac{1,662 \cdot 30 \cdot 50^3}{12} = 519518,848 \text{ cm}^4$$

$$I_{pelat} = \frac{1}{12} \cdot b \cdot t^3 = \frac{1}{12} \cdot 405 \cdot 12^3 = 58320 \text{ cm}^4$$

$$E_{cb} = E_{cp} = 4700 \cdot f_c'^{0,5} = 4700 \cdot 25^{0,5} = 23500$$

$$\alpha_1 = \frac{E \cdot I_{balok T}}{E \cdot I_{pelat}} = \frac{23500 \cdot 519518,848}{23500 \cdot 58320} = 8,908$$

$$\alpha_m = \frac{\alpha_1 + \alpha_2}{2} = \frac{17,790 + 8,908}{2} = 13 \geq 2,000$$

$$h = \frac{\text{Ln} \cdot \left(0,8 + \frac{f_y}{1400}\right)}{36 + 9 \cdot \beta}$$

$$h = \frac{370 - 0,5(40 + 30) \cdot \left(0,8 + \frac{500}{1400}\right)}{36 + 9 \cdot 1}$$

$$h = 9,43 \text{ cm} = 94,35 \text{ mm}$$

nilai h tidak boleh kurang dari 95 mm

Lantai Dasar = 600 cm

Lantai 2 – 12 = 400 cm

Lantai basement = 300 cm

- Beban tributary untuk kolom basement
 - Lantai Atap

Pelat Lantai	:	$7,8 \text{ m} \times 7,76 \text{ m} \times 0,12 \text{ m} \times 23,52 \text{ kN/m}^3$	=	170,8	kN
Balok Induk	:	$7,8 \text{ m} \times 0,4 \text{ m} \times 0,6 \text{ m} \times 23,52 \text{ kN/m}^3 \times 2$	=	88	kN
Balok Anak	:	$7,8 \text{ m} \times 0,3 \text{ m} \times 0,5 \text{ m} \times 23,52 \text{ kN/m}^3 \times 2$	=	55	kN
Plafond	:	$7,8 \text{ m} \times 7,76 \text{ m} \times 0,06 \text{ kN/m}^2$	=	3,6	kN
Keramik+spesi	:	$7,8 \text{ m} \times 7,76 \text{ m} \times 0,49 \text{ kN/m}^2$	=	30	kN
		Berat Total	=	347,4	kN

-

- Lantai dasar - 12 typikal

Pelat Lantai	:	$7,8 \text{ m} \times 7,76 \text{ m} \times 0,12 \text{ m} \times 23,52 \text{ kN/m}^3$	=	170,8	kN
Balok Induk	:	$7,8 \text{ m} \times 0,4 \text{ m} \times 0,6 \text{ m} \times 23,52 \text{ kN/m}^3 \times 2$	=	88	kN
Balok Anak	:	$7,8 \text{ m} \times 0,3 \text{ m} \times 0,5 \text{ m} \times 23,52 \text{ kN/m}^3 \times 2$	=	55	kN
Plafond	:	$7,8 \text{ m} \times 7,76 \text{ m} \times 0,06 \text{ kN/m}^2$	=	3,6	kN

Keramik+spesi	:	$7,8 \text{ m} \times 7,76 \text{ m} \times 0,49 \text{ kN/m}^2$	=	30	kN
Partisi	:	$7,8 \text{ m} \times 7,76 \text{ m} \times 0,72 \text{ kN/m}^2$	=	43,6	kN
		Berat Total	=	391	kN

- Lantai Basement

Pelat Lantai	:	$7,8 \text{ m} \times 7,76 \text{ m} \times 0,20 \text{ m} \times 23,52 \text{ kN/m}^3$	=	213,5	kN
Balok Induk	:	$7,8 \text{ m} \times 0,4 \text{ m} \times 0,6 \text{ m} \times 23,52 \text{ kN/m}^3 \times 2$	=	88	kN
Balok Anak	:	$7,8 \text{ m} \times 0,3 \text{ m} \times 0,5 \text{ m} \times 23,52 \text{ kN/m}^3 \times 2$	=	55	kN
Keramik+spesi	:	$7,8 \text{ m} \times 7,76 \text{ m} \times 1,1 \text{ kN/m}^2$	=	30	kN
		Berat Total	=	386,5	kN

- Asumsi Beban akibat berat sendiri kolom :

Kolom (1-13)	:	$0,6 \text{ m} \times 0,6 \text{ m} \times 4 \text{ m} \times 23,52 \text{ kN/m}^3 \times 12 \text{ tingkat}$	=	406,5	kN
Kolom (Basement)	:	$0,6 \text{ m} \times 0,6 \text{ m} \times 3 \text{ m} \times 23,52 \text{ kN/m}^3 \times 1 \text{ lantai}$	=	25,4	kN

Jadi berat total (**P**) lantai sebagai berikut :

$$P = 5.857,8 \text{ kN}$$

➤ Beban Hidup :

Lantai dasar-lantai 9	:	7,8 m x 7,76 m x 2,4 kN/m ² x 9 tingkat	=	1307,4	kN
Lantai 10 – lantai 12	:	7,8 m x 7,76 m x 4,9 kN/m ² x 3 tingkat	=	889,8	kN
Basement/parkir	:	7,8 m x 7,76 m x 1,92 kN/m ² x 1 tingkat	=	116,2	kN

Jadi total beban untuk beban hidup :

$$LL = 2.313,4 \text{ kN} \times (20\%) = 1850,72 \text{ kN}$$

Beban hidup direduksi 20 persen pasal 4.7.3

Jadi Berat Total :

$$W = 1,2 DL + 1,6 LL$$

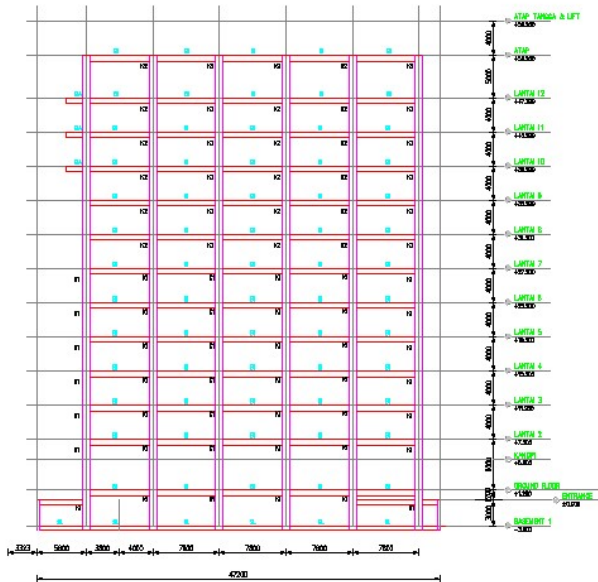
$$= 1,2 (5857,8 \text{ kN}) + 1,6 (1850,72 \text{ kN}) = 9990,512 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{Mutu beton } (f'_c) &= 40 \text{ MPa} \\ &= 40 \text{ N/mm}^2 \\ &= 40.000 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Dimensi : } A = 3x \frac{P}{f'_c} = 3x \frac{9990,512}{40.000} = 0,749288 \text{ m}^2$$

$$\text{Dimensi : } b^2 = 0,749 \text{ m}^2, b = 0,851 \text{ m} \approx 85 \text{ cm}$$

Digunakan dimensi untuk kolom pada basement sampai lantai 6 ialah 85 cm x 85 cm dan dimensi untuk kolom lantai 7 sampai atap 70 cm x 70 cm serta 50 cm x 50 cm pada lift.



Gambar 4.6 Denah Kolom

4.2.4 Preliminary Desain Sloof (Tie Beam)

Dimensi kolom = 85 x 85 cm

Dengan L (Bentang Balok) = 780 cm

- I kolom

$$I_{\text{kolom}} = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{85 \cdot 85^3}{12} = 4350052 \text{ cm}^4$$

- *Isloof*

$$I_{\text{sloof}} = \frac{L_{\text{sloof}} \cdot I_{\text{kolom}}}{L_{\text{kolom}}} = \frac{780.4350052}{780} = 4350052 \text{ cm}^4$$

- Tinggi Sloof (h)

$$\text{I sloof} = \frac{1}{12} x \frac{1}{2} h x h^3$$

$$4350052 = \frac{0,5}{12} \times h^4$$

$$H = 50 \text{ cm}$$

$$H \text{ pakai} = 70 \text{ cm}$$

Digunakan h untuk sloof yaitu 70 cm atau 700 mm

- Lebar Balok (b)

$$b = \frac{2}{3} \cdot h = \frac{2}{3} \cdot 70 = 46 \text{ cm}$$

Maka digunakan b untuk sloof yaitu 50 cm atau 500 mm

Dimensi Sloof digunakan 50/70 cm.

4.3 Pembebanan

4.3.1 Beban Gravitasi

Pada elemen struktur gedung dikenai beban gravitasi, beban gravitasi yang terjadi mengacu pada peraturan SNI 1727-2013, ASCE 7-2002, dan brosur material yang ada pada saat ini. Untuk brosur material terdapat pada lampiran A. Adapun beban gravitasi yang terjadi akan diterapkan pada perhitungan dan program bantu SAP 2000.

4.3.2 Beban Mati (D)

Beban mati terdiri atas berat sendiri seluruh elemen struktur dan perlengkapan permanen pada gedung seperti dinding, lantai, atap, plafon dan partisi. Beban mati terdiri dari dua macam, antara lain :

- a. Berat sendiri (*Self Weight*, DL) :

Berat Beton : 2400 kg/m³

- b. Berat sendiri tambahan (*Superimposed Dead Load*, SDL) :

Beban dinding bata ringan : 90 kg/m² (brosur)

Beban keramik + spesi : 33 kg/m² (brosur)

Beban spesi dinding : 1,0 kg/m² (brosur)

Beban spesi keramik : 38 kg/m² (brosur)

Beban plafon : 7,0 kg/m² (brosur)

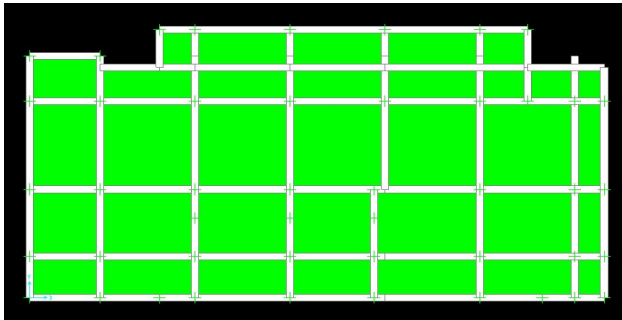
Beban *lift* : 6900 kg (brosur)

4.3.3 Beban Hidup (LL)

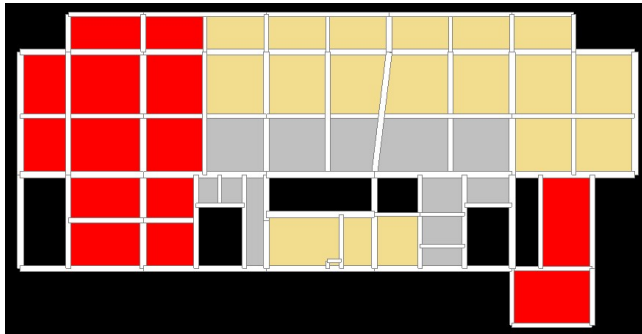
Beban hidup terdiri dari beban yang diakibatkan oleh pemakaian gedung dan tidak termasuk beban mati, beban konstruksi atau beban akibat fenomena alam. Bergantung fungsi ruang, maka beban hidup dapat di bedakan sesuai dengan SNI 1727-2013 tabel 4.1 pada tabel sebagai berikut :

a. Beban hidup (L)

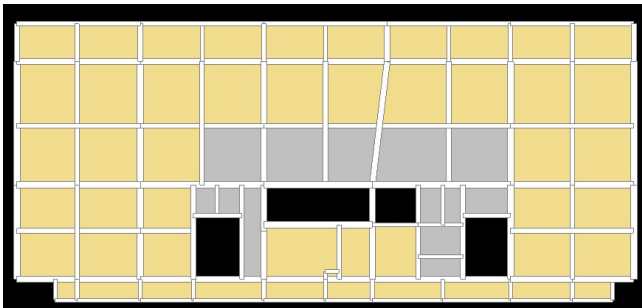
Beban lokasi parkir	: 154 kg/m ²	(SNI 1727-2013)
Beban <i>hall</i> (lobi)	: 424 kg/m ²	(SNI 1727-2013)
Beban <i>lounge area</i>	: 424 kg/m ²	(SNI 1727-2013)
Beban <i>studio room</i>	: 424 kg/m ²	(SNI 1727-2013)
Beban ruang rapat	: 424 kg/m ²	(SNI 1727-2013)
Beban ruang kantor	: 192 kg/m ²	(SNI 1727-2013)
Beban koridor	: 315 kg/m ²	(SNI 1727-2013)
Beban <i>lift</i>	: 6867 kg	(brosur)



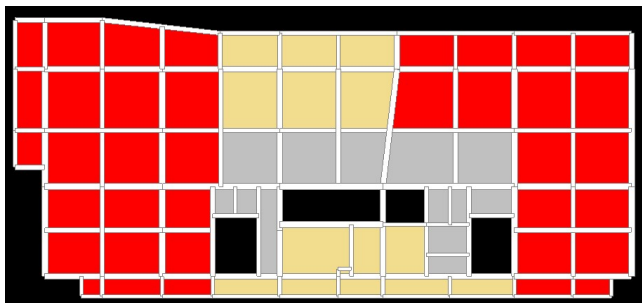
Gambar 4.7 Denah Pembebanan basement



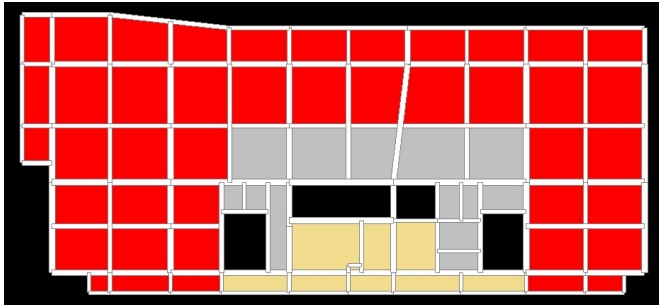
Gambar 4.8 Denah Pembebanan Lantai dasar



Gambar 4.9 Denah Pembebanan Lantai 2-9 lantai



Gambar 4.10 Denah Pembebanan Lantai 10 lantai



Gambar 4.11 Denah Pembebanan Lantai 11-12 lantai

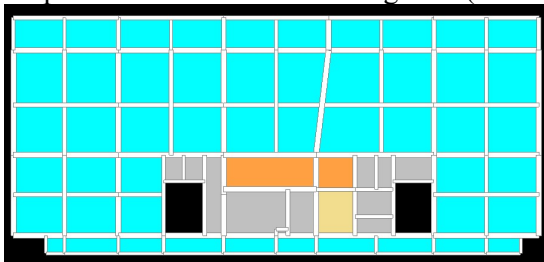
Keterangan :

- Hijau : Area Parkir
 Kuning : Ruang kantor/ Kamar mandi
 Merah : *hall* (lobi), *lounge area*, *studio room*, ruang rapat
 Abu-abu : Koridor

b. Beban hidup atap (Lr)

Beban air hujan : 110 kg/m² (SNI 1727-2013)

Beban atap : 77 kg/m² (SNI 1727-2013)



Gambar 4.12 Denah Pembebanan Atap

Keterangan :

Biru : beban Atap

Beban hidup diatas telah direduksi sesuai dengan syarat SNI 1727-2013 pasal 4.7.2 dan 4.7.3 dengan bangunan lebih dari 2 lantai direduksi sebesar 20 persen sedangkan untuk beban hidup

lebih dari sama dengan 497 kg/m^2 harus direduksi dengan faktor sesuai dengan pasal 4.7.2.

4.3.4 Beban Angin (W)

Bangunan gedung dan struktur lain termasuk Sistem Penahan Beban Angin Utama (SPBAU) harus dirancang dan dilaksanakan untuk menahan beban angin sesuai dengan SNI 1727-2013. Beban angin dinding maksimum dan minimum yang terjadi akan didistribusikan pada kolom. Berikut tahapan perhitungan beban angin dinding pada struktur bangunan gedung :

Tabel 4.5 Tahap Beban Angin pada Bangunan Gedung

NO	LANGKAH (STEP BY STEP)	NILAI TINJAUAN	SATUAN	KETERANGAN
1	Kategori Risiko Bangunan	IV		GEDUNG PERKANTORAN
2	Kecapatan angin dasar (v)	36	km/jam	BANGUNAN TERLETAK
3	Faktor arah angin (K_d)	10	m/s	SEBELAH SELATAN GARIS KATULISTWIA
4	Kategori Eksposur	0.85		SISTEM PENAHAN BEBAN ANGIN UTAMA
5	Faktor topografi (K_{zt})	B		DAERAH PERKOTAAN
6	Faktor efek tumpuan angin (G)	1		PASAL 26.8.2
7	Jenis Bangunan	0.85		PASAL 26.9.1
8	Koefisien tekanan internal (C_{pi}):	Bangunan gedung tertutup		PASAL 26.10
9	Koefisien eksposur tek. Velositas (K_z atau K_h)	0.18		TABEL 26.11-1
10	Takaran velositas (q_z atau q_h)	-0.18		TABEL 27.3-1
11	Data :	1.2		PASAL 27.3.2
	Z	62.53	N/m ²	
	h			(tinggi di atas permukaan tanah)
	B			(tinggi atap rata-rata)
	L			(dimensi horizontal gedung, tegak lurus terhadap angin)
				(dimensi horizontal gedung, sejajar terhadap angin)

Hasil perhitungan beban angin pada elevasi lantai paling atas (angin maksimum) sebagai berikut :

- Beban angin dinding datang : $31,26 \text{ N/m}^2$
- Beban angin dinding pergi : $-37,83 \text{ N/m}^2$
- Beban angin dinding tepi : $-48,46 \text{ N/m}^2$

Tabel 4.6 Rekapitulasi Beban Angin pada Bangunan Gedung

DISTRIBUSI TRIBUTARY BEBAN ANGIN								
Lantai	Elevasi	Elevasi	Tributary Area (m)		Tek. Angin Datang, pz (N/m)		Tek. Angin Pergi, ph (N/m)	
		(m)	Tepi	Dalam	Tepi	Dalam	Tepi	Dalam
Base Ment	-3	0	3,9	7,8	0	0	0	0
1	0	0	3,9	7,8	0,00	0,00	0,00	0,00
2	6	6	3,9	7,8	15,62	31,24	-18,90	-37,80
3	4	10	3,9	7,8	24,30	48,60	-29,40	-58,80
4	4	14	3,9	7,8	32,98	65,95	-39,90	-79,80
5	4	18	3,9	7,8	41,65	83,31	-50,40	100,80
6	4	22	3,9	7,8	50,33	100,66	-60,90	121,80
7	4	26	3,9	7,8	59,01	118,02	-71,40	142,80
8	4	30	3,9	7,8	67,69	135,38	-81,90	163,81
9	4	34	3,9	7,8	76,37	152,73	-92,40	184,81
10	4	38	3,9	7,8	85,04	170,09	102,90	205,81
11	4	42	3,9	7,8	93,72	187,44	113,40	226,81
12	5	47	3,9	7,8	102,40	204,80	123,90	247,81
13	4	56	3,9	7,8	121,93	243,85	147,53	295,06

DISTRIBUSI TRIBUTARY BEBAN ANGIN								
Lantai	Elevasi	Elevasi	Tributary Area (m)			Tek. Angin Datang,pz (N/m)		
		(m)	Tepi (As B)	Dalam (As C)	Tepi (As D)	Tepi (As B)	Dalam (As C)	Tepi (As D)
Base Ment	-3	0	3,88	6,85	2,97	0	0	0
1	0	0	3,88	6,85	2,97	0,00	0,00	0,00
2	6	6	3,88	6,85	2,97	-24,09	-42,53	-18,44
3	4	10	3,88	6,85	2,97	-37,47	-66,15	-28,68
4	4	14	3,88	6,85	2,97	-50,85	-89,78	-38,92
5	4	18	3,88	6,85	2,97	-64,23	-113,40	-49,17
6	4	22	3,88	6,85	2,97	-77,62	-137,03	-59,41
7	4	26	3,88	6,85	2,97	-91,00	-160,65	-69,65
8	4	30	3,88	6,85	2,97	-104,38	-184,28	-79,90
9	4	34	3,88	6,85	2,97	-117,76	-207,90	-90,14
10	4	38	3,88	6,85	2,97	-131,14	-231,53	-100,38
11	4	42	3,88	6,85	2,97	-144,52	-255,15	-110,63
12	5	47	3,88	6,85	2,97	-157,91	-278,78	-120,87
13	4	56	3,88	6,85	2,97	-188,02	-331,93	-143,92

4.3.5 Beban Gempa

Analisa pembebanan gempa pada gedung ini mengacu pada SNI 1726-2012 dengan tinjauan lokasi gempa pada daerah Surabaya, Jawa Timur. Dari ketentuan situs tanah didapat :

$$T_0 = 0,2 \frac{s_{D1}}{s_{DS}} = 0,133928$$

$$T_s = \frac{s_{D1}}{s_{DS}} = 0,669642$$

Keterangan :

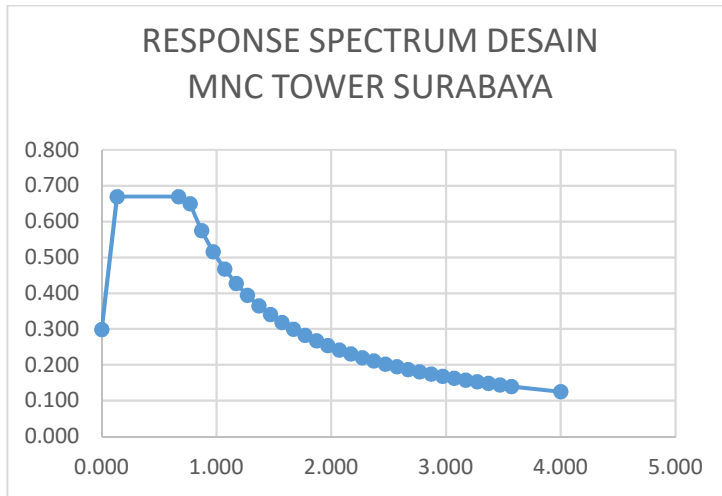
Untuk $T < T_0$, Spektrum respons percepatan desain,

Untuk $T > / \geq T_0$ dan $< / \leq T_s$, Spektrum respons percepatan desain,

Untuk $T > T_s$, Spektrum respons percepatan desain, $S_a = S_{DS1}/T$

T (detik)	T (detik)	Sa (g)
0	0,000	0,299
To	0,134	0,670
Ts	0,670	0,670
Ts+0,1	0,770	0,650
Ts+0,2	0,870	0,575
Ts+0,3	0,970	0,516
Ts+0,4	1,070	0,467
Ts+0,5	1,170	0,427
Ts+0,6	1,270	0,394
Ts+0,7	1,370	0,365
Ts+0,8	1,470	0,340
Ts+0,9	1,570	0,319
Ts+1,0	1,670	0,299
Ts+1,1	1,770	0,283
Ts+1,2	1,870	0,267
Ts+1,3	1,970	0,254

Ts+1,4	2,070	0,242
Ts+1,5	2,170	0,230
Ts+1,6	2,270	0,220
Ts+1,7	2,370	0,211
Ts+1,8	2,470	0,202
Ts+1,9	2,570	0,195
Ts+2,0	2,670	0,187
Ts+2,1	2,770	0,181
Ts+2,2	2,870	0,174
Ts+2,3	2,970	0,168
Ts+2,4	3,070	0,163
Ts+2,5	3,170	0,158
Ts+2,6	3,270	0,153
Ts+2,7	3,370	0,148
Ts+2,8	3,470	0,144
Ts+2,9	3,570	0,140
4	4,000	0,125



Gambar 5.13 Grafik Respon Spektrum

4.3.6 Beban Lateral Dinding tanah dan Tekanan Hidrostatik

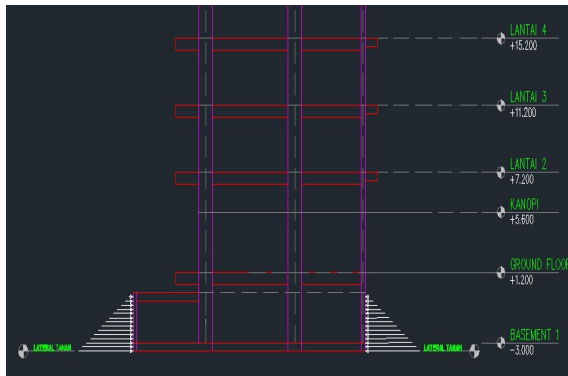
Dalam perancangan struktur dibawah tanah, harus diperhatikan tekanan lateral tanah di sampingnya dan Dalam perancangan lantai basemen dan elemen-elemen yang hampir horizontal sejenis lainnya yang berada dibawah permukaan tanah.

Tabel 3.2-1 Beban tanah lateral rencana

No.	Uraian material timbunan	Klasifikasi jenis tanah	Beban tanah lateral rencana ^a psf per foot kedalaman (kN/m ² per meter kedalaman)
1	Bergradasi baik, kerikil bersih, campuran pasir dan kerikil	GW	35 (5,50) ^b
2	Kerikil bersih bergradasi buruk, campuran pasir-kerikil	GP	35 (5,50) ^b
3	Kerikil mengandung lanau, campuran pasir-kerikil bergradasi buruk	GM	35(5,50) ^b
4	Kerikil mengandung lempung, campuran lempung dengan kerikil bergradasi buruk	GC	45(7,07) ^b
5	Bergradasi baik, pasir bersih; campuran pasir kerikil	SW	35(5,50) ^b
6	Pasir bersih bergradasi buruk; campuran kerikil pasir	SP	35(5,50) ^b
7	Pasir berlanau, campuran lanau-pasir bergradasi buruk	SM	45(7,07) ^b
8	Campuran lempung lanau-pasir dengan plastik halus	SM-SC	85(13,35) ^c
9	Pasir berlempung, campuran lempung-pasir bergradasi buruk	SC	85(13,35) ^c
10	Lanau inorganik dan lanau lempung	ML	85(13,35) ^c
11	Campuran lanau inorganik dan lempung	ML-CL	85(13,35) ^c
12	Lempung inorganik dari plastisitas sedang-rendah	CL	100(15,71)
13	Lanau organik dan lanau-lempung, plastisitas rendah	OL	^a
14	Lanau lempung inorganik, lanau elastik	MH	^a
15	Lempung inorganik plastisitas tinggi	CH	^a
16	Lempung organik dan lempung lanau	OH	^a

Dari data pengambilan sampel tanah di dapat klasifikasi jenis tanah SC, maka :

Beban lateral dinding basement			
Beban	13,5	KN/m ²	permeter kedalaman
(SNI 1727 2013)			
kedalaman	3	m	
Beban per m2	4128	kg/m	
	40,5	kN/m ²	



Gambar 4.14 Denah Lateral Tanah

Sedangkan Muka Air Tanah (MAT) didapat 1,2 m dengan kedalaman basement 3 m, Maka :

Tekanan hirostatis		
gama water	9,8	kn/m ³
h (tinggi basement – MAT)	1,8	m
beban	17,64	kN/m ²

4.4 Kombinasi Pembebanan

Pembebanan struktur beton harus mampu memikul semua beban kombinasi pembebanan di bawah ini berdasarkan SNI 03-1726-2012 :

1. $1,4D$
2. $1,2D + 1,6L + 0,5Lr$ (Lratau R)
3. $1,2D + 1,6L + 0,5R$ (Lratau R)
4. $1,2D + 1,6Lr$ (Lratau R) + $1,0L$ (L atau $0,5W$)
5. $1,2D + 1,6Lr$ (Lratau R) + $0,5W$ (L atau $0,5W$)
6. $1,2D + 1,6R$ (Lratau R) + $1,0L$ (L atau $0,5W$)
7. $1,2D + 1,6R$ (Lratau R) + $0,5W$ (L atau $0,5W$)
8. $1,2D + 1,0W + 1,0L + 0,5Lr$ (Lratau R)
9. $1,2D + 1,0W + 1,0L + 0,5R$ (Lratau R)
10. $0,9D + 1,0W$

11. $1,2D + 1,0EX + 1,0L$
12. $1,2D + 1,0EY + 1,0L$
13. $0,9D + 1,0EX$
14. $0,9D + 1,0EY$
15. $(1,2+0,2S_{DS})D + (1,0\rho)EX + 1,0L$
 $\rightarrow 1,32D + 1,3EX + 1,0L$
16. $(1,2+0,2S_{DS})D + (1,0\rho)EY + 1,0L$
 $\rightarrow 1,32D + 1,3EY + 1,0L$
17. $(0,9-0,2S_{DS})D + (1,0\rho)EX + 1,6H$
 $\rightarrow 0,78D + 1,3EX + 1,6H$
18. $(0,9-0,2S_{DS})D + (1,0\rho)EY + 1,6H$
 $\rightarrow 0,78D + 1,3EY + 1,6H$

Bila Ada beban H, mereka harus dimasukkan sebagai berikut :

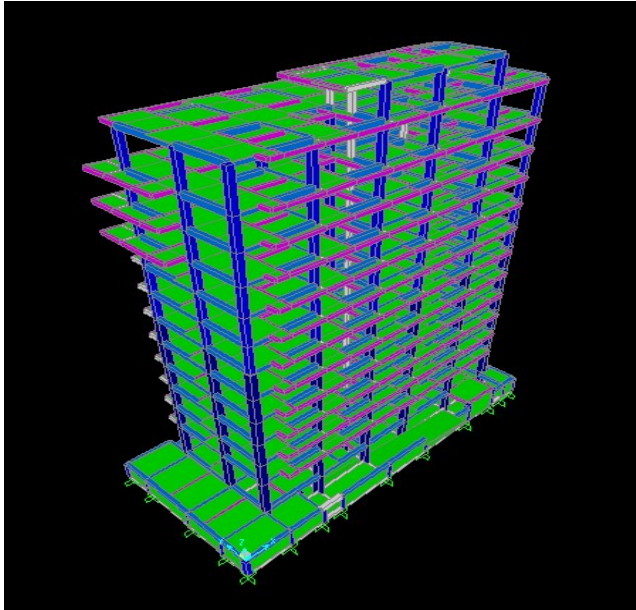
1. Bila efek H menambah variabel utama efek beban, termasuk H dengan faktor beban sebesar 1,6
2. Bila efek H menahan variabel utama egek beban, termasuk H dengan faktor beban sebesar 0,9 dimana beban adalah tetap atau faktor beban dari 0 untuk kondisi lain

Keterangan :

D	: Beban Mati
Lr	: Beban Hidup pada Atap
L	: Beban Hidup
R	: Beban Hujan
W	: Beban Angin
H	: Beban Lateral Tanah atau tekanan air tanah
E	: Beban Gempa

4.5 Pemodelan Struktur dengan SRPM

Model *undeformed shape* struktur bangunan dengan SRPM ini dapat dilihat pada gambar-gambar dibawah ini yang merupakan *capture picture* dari *SAP 2000*.

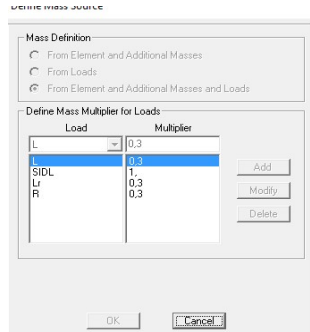


Gambar 4.15 Pemodelan Struktur 3D

4.5.1 Besaran Massa

Besaran massa elemen struktur (*mass source*) adalah massa struktur pada *SAP 2000* yang digunakan pada perhitungan massa untuk analisa modal menggunakan pilihan ketiga dimana berat sendiri akan dihitung oleh struktur sedangkan beban-beban tambahan ditambahkan dengan pembesaran yang sesuai dengan jenis bebannya. Massa-massa beban yang dimasukkan adalah:

- ❖ Beban Dead++ : Multiplier 1.0
- ❖ Beban Live : Multiplier 0.3



Gambar 4.16 Input form *Mass Source* untuk analisa modal pada *SAP 2000*.

4.5.2 Peninjauan Terhadap Pengaruh Gempa

Pembebanan gempa horizontal dibagi kedalam dua arah yaitu:

- Gempa arah x dengan komposisi 100% E_x + 30% E_y
- Gempa arah y dengan komposisi 100% E_y + 30% E_x

4.5.3 Pendefinisian Modal Analisis dan Ragam Analisis

Analisis modal menggunakan *SAP 2000* diambil sebanyak 5 kali dari jumlah lantai yang dimodelkan, *Mode Shape* untuk menjamin partisipasi massa struktur lebih dari 90 %. Dalam hal ini partisipasi massa dari struktur diambil 99% terhadap gaya lateral kearah X dan kearah Y. Input form untuk analisa modal dapat dilihat pada Gambar 6.3.

Load Case Data - Modal

Load Case Name: MODAL [Set Def Name] Notes: [Modify/Show...]

Load Case Type: Modal [Design...]

Stiffness to Use: ☒ Zero Initial Conditions - Unstressed State ☐ Stiffness at End of Nonlinear Case []

Important Note: Loads from the Nonlinear Case are NOT included in the current case

Type of Modes: ☐ Eigen Vectors ☒ Ritz Vectors

Number of Modes: Maximum Number of Modes: 50 Minimum Number of Modes: 1

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Maximum Cycles	Target Dynamic Participation Ratios (%)
Accel	UX	100	100
Accel	UY	100	100
Accel	UZ	100	100

[Add] [Modify] [Delete] [OK] [Cancel]

Gambar 4.17 Form Input untuk Analisa Modal SAP 2000.

4.5.4 Faktor Skala Gaya Beban Gempa dengan Respon Spektrum SAP 2000 untuk SRPM

Faktor skala gaya gempa diambil dari persamaan sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 \text{Faktor Pembebanan} &= \frac{I}{R} \cdot g \\
 &= \frac{1}{8} \cdot 9,8 \\
 &= 1,225
 \end{aligned}
 \tag{6.1}$$

Faktor beban tersebut adalah untuk arah gempa yang ditinjau sedangkan arah yang tegak lurus dari peninjauan gempa tersebut akan dikenakan gempa sebesar 30% dari arah gempa yang ditinjau sehingga faktor skala gaya pada arah tegak lurus gempa yang ditinjau adalah $0,3 \times 1,225 = 0,3675$

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U1	RESPON SF	1,225
Accel	U1	RESPON SPEK	1,225
Accel	U2	RESPON SPEK	0,3675

[Add] [Modify] [Delete]

☐ Show Advanced Load Parameters

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U1	RESPON SF	0,3675
Accel	U1	RESPON SPEK	0,3675
Accel	U2	RESPON SPEK	1,225

☐ Show Advanced Load Parameters

Add, Modify, Delete buttons are present on the right.

Gambar 4.18 Faktor Skala Gaya .

4.5.5 Kontrol Periode Fundamental SRPM

Nilai T (waktu getar alami struktur) dibatasi oleh waktu getar alami fundamental untuk mencegah penggunaan struktur yang terlalu fleksibel dengan perumusan dalam SNI 1726-2012 sebagai batas bawah sebesar :

$$T_a = C_t \cdot h_n^x \quad (6.2)$$

Dimana :

h_n = ketinggian struktur

C_t = parameter pendekatan tipe struktur

x = parameter pendekatan tipe struktur

Tabel 4.7 Nilai Parameter Periode Pendekatan C_t dan x (SNI 1726-2012, Tabel 14)

Tipe struktur	C_t	x
Sistem rangka pemikul momen di mana rangka memikul 100 persen gaya gempa yang disyaratkan dan tidak dilingkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika dikenai gaya gempa:		
Rangka baja pemikul momen	0,0724 ^a	0,8
Rangka beton pemikul momen	0,0466 ^a	0,9
Rangka baja dengan bresing eksentris	0,0731 ^a	0,75
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0,0731 ^a	0,75
Semua sistem struktur lainnya	0,0488 ^a	0,75

$$\begin{aligned}
 T_{\text{batas bawah}} &= C_t \times h_n^x \\
 &= 0,0466 \times 59,2^{0,9} \\
 &= 1,83
 \end{aligned}$$

Dengan batas atas perioda fundamental struktur sebesar:

$$T_{a \text{ atas}} = C_u \cdot T_{\text{batas bawah}} \quad (6.3)$$

berdasarkan pasal 7.8.2, perioda fundamental struktur (T) tidak boleh melebihi hasil koefisien untuk batas atas pada perioda yang dihitung dari Tabel.14 SNI 1726-2012, sehingga T yang akan digunakan, $T_{\text{batas atas}} = C_u \cdot T_{\text{batas bawah}}$.

Tabel 4.8 Koefisien untuk Batas Atas pada Perioda yang Dihitung (SNI 1726-2012, Tabel 14)

Parameter percepatan respons spektral desain pada 1 detik, S_{D1}	Koefisien C_u
$\geq 0,4$	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
$\leq 0,1$	1,7

Nilai C_u ialah 1,4 karena S_{D1} ialah 0,50. $T_{\text{batas atas}}$ dapat diperoleh sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 T_{\text{batas atas}} &= C_u \cdot T_{\text{batas bawah}} \\
 &= 1,4 \cdot T_{\text{batas bawah}} \\
 &= 1,4 \cdot 1,83 \\
 &= 2,56
 \end{aligned}$$

Dari pemodelan pada *SAP 2000* didapat :

Modal Load Participation Ratios

File View Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted

Modal Load Participation Ratios

OutputCase Text	Item Type Text	Item Text	Static Percent	Dynamic Percent
MODAL	Acceleration	UX	100	99.5495
MODAL	Acceleration	UY	100	99.1681
MODAL	Acceleration	UZ	73.987	52.3248

Gambar 4.19 Modal Load Participation Ratio

Modal Periods And Frequencies

File View Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted

Modal Periods And Frequencies

OutputCase Text	StepType Text	StepNum Unless	Period Sec	Frequency Cyc/sec	CircFreq rad/sec	Eigenvalue rad2/sec2
MODAL	Mode	1	2.347253	0.42601	2.6767	7.1648
MODAL	Mode	2	2.256154	0.44323	2.7849	7.7557
MODAL	Mode	3	2.063853	0.48313	3.0356	9.2147
MODAL	Mode	4	0.77337	1.293	8.1244	66.006
MODAL	Mode	5	0.753395	1.3273	8.3398	69.553
MODAL	Mode	6	0.686714	1.4562	9.1496	83.716
MODAL	Mode	7	0.434636	2.3008	14.456	208.98
MODAL	Mode	8	0.430161	2.3247	14.607	213.35
MODAL	Mode	9	0.387826	2.5785	16.201	262.47
MODAL	Mode	10	0.3063	3.2648	20.513	420.79
MODAL	Mode	11	0.303809	3.2915	20.681	427.72
MODAL	Mode	12	0.273333	3.6585	22.987	528.42
MODAL	Mode	13	0.238205	4.1981	26.377	695.76
MODAL	Mode	14	0.227715	4.3915	27.592	761.34
MODAL	Mode	15	0.21958	4.5542	28.615	818.8
MODAL	Mode	16	0.215513	4.6401	29.155	849.99
MODAL	Mode	17	0.207283	4.8243	30.312	918.83
MODAL	Mode	18	0.202978	4.9266	30.955	958.21
MODAL	Mode	19	0.19155	5.2206	32.802	1076
MODAL	Mode	20	0.18999	5.2634	33.071	1093.7
MODAL	Mode	21	0.18622	5.37	33.741	1138.4

Record: 1 of 50

Add Tables... Done

Gambar 4.20 Periode dari Program *SAP 2000*

Perbandingan nilai untuk periode fundamental struktur sebagai berikut :

$$T_{a \min} \leq T_{sap} \leq T_{\max}$$

$$1,75 \leq 2,35 \leq 2,56$$

Tinjauan struktur *Uncracked* dan periode struktur yang dimodelkan masuk kisaran periode struktur yang dihitung, Menurut SNI 1726:2012 pasal 7.9.4.1, Periode fundamental struktur (T) yang digunakan:

- ❖ Jika $T_c > C_u \times T_a$ maka digunakan $T = C_u \times T_a$
- ❖ Jika $T_a < T_c < C_u \times T_a$ maka digunakan $T = T_c$
- ❖ Jika $T_c < T_a$ maka digunakan $T = T_a$

Keterangan :

T_c : Periode fundamental struktur yang diperoleh dari program analisa struktur

Maka dari hasil analisa struktur perioda fundamental struktur yang digunakan ialah T_{sap} .

4.5.6 Kontrol Gaya Gempa Dasar Dinamis Struktur

Kontrol gaya dinamis struktur untuk melihat apakah gaya gempa yang dimasukkan dengan menggunakan *response spectrum* sudah sesuai dengan yang disyaratkan oleh SNI 1726-2012 pasal 7.8.1. Untuk kontrol gaya gempa dasar dinamis ditentukan koefisien C_s adalah sebagai berikut:

- Nilai C_s minimum :

$$C_{s\min} = 0,044 \cdot S_{DS} \cdot I \geq 0,01$$

$$C_{s\min} = 0,044 \cdot 0,746 \cdot 1 \geq 0,01$$

$$C_{s\min} = 0,0328 \geq 0,01$$

- Nilai C_s

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I}\right)} = \frac{0,746}{\left(\frac{8}{1}\right)} = 0,09325$$

- Nilai C_s max

$$C_s \max = \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I}\right)} = \frac{0,50}{2,35 \cdot \left(\frac{8}{1}\right)} = 0,0265$$

Dari perhitungan nilai Cs diatas dapat direkapitulasi pada tabel dibawah ini :

Penentuan gaya geser dasar dinamis struktur menggunakan persamaan sebagai berikut :

$$V = C_s \cdot W_t$$

Dimana :

Cs : koefisien respons seismik.

Wt : total beban mati, beban mati tambahan, dan beban hidup

Groups 3 - Masses and Weights

File View Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted

Group Name Text	Self Mass Kgf-s2/m	Self Weight Kgf	Total Mass X Kgf-s2/m	Total Mass Y Kgf-s2/m	Total Mass Z Kgf-s2/m
ALL	933340.99	9152948.65	933340.99	933340.99	933340.99

Gambar 4.21 Rekapitulasi Nilai Wt Struktur

$$\begin{aligned}
 V_{static} &= C_s \cdot W_t \\
 &= 0,0265 \times 9.152.948,65 \text{ kg} \\
 &= 242.553,1392 \text{ kg} \\
 0,85 V_{static} &= 0,85 \times 242.553,1392 \text{ kg} \\
 &= 206.170,1683 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Hasil analisa dinamis gaya geser gempa dari *SAP 2000* didapatkan sebesar:

Base Reactions

File View Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted

Output Case Text	Case Type Text	Step Type Text	Global FX Kgf	Global FY Kgf	Global FZ Kgf	Global MX Kgf-m	Global MY Kgf-m	Global MZ Kgf-m
QUAKE X	LirRespSpec	Max	230937.65	69904.13	4675.75	2240560.03	7556629.66	3306936.46
QUAKE Y	LirRespSpec	Max	69841.29	230460.78	5497.12	7443787.55	2278685.38	5894553.05

Gambar 4.22 Base Reaction dari Program *SAP 2000*

- Untuk arah x = 230.937 kg
- Untuk arah y = 230.460 kg

Ketentuan $V_{\text{baseshear}} > 0,85 V$ telah memenuhi sesuai SNI 1726:2012 pasal 7.9.4. sesuai tabel dibawah ini :

Tabel 4.9 Hasil Gaya Geser Dinamis Struktur

Tipe Beban Gempa		Fx (kg)	Fy (kg)	85% Statik
Dinamik	Quake X	230.937	69.904	206.170
	Quake Y	69.841	230.460	

4.5.7 Kontrol Simpangan Antar Lantai

Untuk mengetahui besarnya simpangan antar tingkat perlu dicari terlebih dahulu nilai perpindahan elastis, δ_{xe} , dari analisis struktur. Setelah itu nilai δ_{xe} dikalikan dengan faktor pembesar C_d/I_e seperti pada Persamaan (3-23). Setelah itu dapat diketahui besarnya simpangan antar tingkat yang merupakan selisih nilai perpindahan elastis yang diperbesar pada suatu tingkat dengan nilai perpindahan elastis yang diperbesar pada tingkat di bawahnya. Nilai simpangan ini selanjutnya dikontrol terhadap batas simpangan. Defleksi pusat massa di Tingkat x (Δx) harus ditentukan sesuai dengan persamaan berikut:

$$\delta_x = \frac{C_d \cdot \delta_{xe}}{I_e} \text{ (SNI 1726-2012 Persamaan 7.8-14)}$$

Dimana :

C_d = Faktor pembesaran defleksi (5,5).

δ_{xe} = Defleksi pada lantai x yang ditentukan dengan analisis elastis.

I_e = Faktor keutamaan (1,5).

Δ_a = $0,010h_{sx}$ (Arah X)

Δ_a = $0,020h_{sx}$ (Arah Y)

P = Faktor redundansi (1,3).

Tabel 4.10 Kontrol Simpangan Antar Lantai Portal Gempa Dinamis Arah X.

Tingkat	Δs_{total}	Δs	hsx	Δs_{ijin}	Kontrol
	(mm)	(mm)	(m)	(mm)	$\Delta s < \Delta s_{ijin}$
Lantai 1	1,87	10,285	6	120	AMAN
Lantai 2	12,5	58,465	4	80	AMAN
Lantai 3	22,63	55,715	4	80	AMAN
Lantai 4	33,48	59,675	4	80	AMAN
Lantai 5	44,63	61,325	4	80	AMAN
Lantai 6	55,13	57,75	4	80	AMAN
Lantai 7	64,82	53,295	4	80	AMAN
Lantai 8	73,65	48,565	4	80	AMAN
Lantai 9	81,58	43,615	4	80	AMAN
Lantai 10	89,27	42,295	4	80	AMAN
Lantai 11	94,85	30,69	4	80	AMAN
Lantai 12	99	22,825	5	100	AMAN
Atap	101,99	16,445	4	80	AMAN

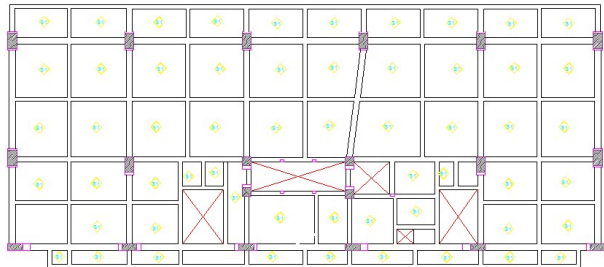
Tabel 4.11 Kontrol Simpangan Antar Lantai Portal Gempa Dinamis Arah Y.

Tingkat	Δs_{total}	Δs	hsx	Δs_{ijin}	Kontrol
	(mm)	(mm)	(m)	(mm)	$\Delta s < \Delta s_{ijin}$
Lantai 1	1,59	8,745	6	120	AMAN
Lantai 2	9,13	41,47	4	80	AMAN
Lantai 3	17,24	44,605	4	80	AMAN
Lantai 4	25,65	46,255	4	80	AMAN
Lantai 5	34,43	48,29	4	80	AMAN
Lantai 6	42,59	44,88	4	80	AMAN
Lantai 7	50,06	41,085	4	80	AMAN
Lantai 8	56,84	37,29	4	80	AMAN
Lantai 9	62,87	33,165	4	80	AMAN
Lantai 10	68,51	31,02	4	80	AMAN
Lantai 11	72,36	21,175	4	80	AMAN
Lantai 12	75,01	14,575	5	100	AMAN
Atap	76,73	9,46	4	80	AMAN

4.6 Perhitungan Struktur Sekunder

4.6.1 Perhitungan Struktur Pelat Lantai

4.6.1.1 Pembebanan pada Pelat



Gambar 4.24 Denah yang ditinjau

Dalam penentuan pembebanan pelat direncanakan menerima beban mati (DL) dan beban hidup (LL), seperti yang diatur dalam *SNI 1727-2013*. Berdasarkan fungsi tiap lantai dan atap pada gedung. Kombinasi pembebanan yang dipakai sesuai dengan *SNI 03-2847-2013* Pasal 9.2.1 adalah :

$$U = 1,4 \text{ DL} \quad (\text{SNI } 03-2847-2013 \text{ pasal } 9.2.1.(9-1))$$

$$U = 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL} \quad (\text{SNI } 03-2847-2013 \text{ pasal } 9.2.1.(9-2))$$

Keterangan :

DL = Dead Load (Beban Mati)

LL = Life Load (Beban Hidup)

L_r atau R = Rain Load (Beban Atap atau Beban Hujan)

Pembebanan pada plat dihitung berdasarkan pada Peraturan Pembebanan *SNI 1727-2013*) adalah sebagai berikut:

• **Pembebanan Pelat Lantai dasar – Lantai 12 (Tipe S1)**

1. Beban Mati (DL)

- Berat sendiri $= 0,12 \text{m} \times 2400 \text{ kg/m}^3$
 $= 288 \text{ kg/m}^2$
- Keramik $= 18 \text{ kg/m}^2$
- Spesi Mu $= 33 \text{ kg/m}^2$
- Plafon + penggantung $= 7 \text{ kg/m}^2$

$$DL_{\text{tot}} = 346 \text{ kg/m}^2$$

2. Beban Hidup (LL) = **490 kg/m²**

Kombinasi Pembebanan

- $q_{u1} = 1,4 \text{ DL}$
 $q_{u1} = 1,4 \times 346 = 484,4 \text{ kg/m}^2$
- $q_{u2} = 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL}$
 $q_{u2} = (1,2 \times 346) + (1,6 \times 490) = 1199,2 \text{ kg/m}^2$

• **Pembebanan Pelat Lantai Basement (Tipe S2)**

1. Beban Mati (DL)

- Berat sendiri $= 0,20 \text{m} \times 2400 \text{ kg/m}^3$
 $= 480 \text{ kg/m}^2$
- Spesi Mu $= 33 \text{ kg/m}^2$
- Floor Hardener $= 7 \text{ kg/m}^2$

$$DL_{\text{tot}} = 520 \text{ kg/m}^2$$

2. Beban Hidup (LL) = **195 kg/m²**

Kombinasi Pembebanan

- $q_{u1} = 1,4 \text{ DL}$
 $q_{u1} = 1,4 \times 520 = 728 \text{ kg/m}^2$
- $q_{u2} = 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL}$
 $q_{u2} = (1,2 \times 520) + (1,6 \times 195) = 936 \text{ kg/m}^2$

3. Beban Tekanan Hidrostatik

$$\text{Gamma air} = 9,8 \text{ kN}$$

$$\text{Muka Air Tanah} = 1,2 \text{ m}$$

$$t_{\text{basement}} = 3 \text{ m}$$

$$t_{\text{tercelup}} = 1,8 \text{ m}$$

• **Pembebanan Pelat Lantai Atap (Tipe S3)**

1. Beban Mati (DL)

$$\begin{aligned} \text{- Berat sendiri} &= 0,12 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 \\ &= 288 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{- Plafon + penggantung} = 7 \text{ kg/m}^2$$

$$DL_{\text{tot}} = 295 \text{ kg/m}^2$$

2. Beban Hidup (LL) = 100 kg/m²

Kombinasi Pembebanan

- $q_{u1} = 1,4 \text{ DL}$
 $q_{u1} = 1,4 \times 295 = 413 \text{ kg/m}^2$
- $q_{u2} = 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL}$
 $q_{u2} = (1,2 \times 295) + (1,6 \times 100) = 514 \text{ kg/m}^2$

4.6.1.2 Perhitungan penulangan pelat lantai

- **Perhitungan penulangan pelat lantai (Tipe S1)**

Data-data perencanaan dalam perhitungan penulangan pelat adalah sebagai berikut :

- f_c' : 25 Mpa
- f_y : 500 Mpa
- balok : 50/70
- t_{plat} : 120 mm
- selimut : 20 mm
- \emptyset tulangan : 16 mm

- Pengecekan kekuatan geser

$$\begin{aligned} d &= h - \text{selimut beton} - d_b/2 &= 120 - 20 - 16/2 \\ & &= 92 \text{ mm} \\ & &= 0,092 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_v &= q_u (3 - \frac{1}{2} \text{ lebar balok} - d) \times 1 \text{ m} \\ &= 11,99 (3 - \frac{1}{2} 0,5 - 0,092) \times 1 \text{ m} \\ &= 31,25 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_c &= \phi (0,17 \lambda \sqrt{f_c'}) b d \\ &= 0,75 (0,17 \times 1 \times \sqrt{25}) 1000 \times 92 \\ &= 58650 \text{ N} \\ &= 58,65 \text{ kN} > V_v \text{ OK!} \end{aligned}$$

- Perhitungan momen statik total arah panjang dan pendek :

$$\begin{aligned} M_{ol} &= (q_u l_2 l_{n1}^2)/8 \\ &= (11,76 \times 4,05 \times (4 - 0,7)^2)/8 \\ &= 64,83 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{ol} &= (q_u l_1 l_{n2}^2)/8 \\ &= (11,76 \times 4 \times (4,05 - 0,7)^2)/8 \\ &= 65,98 \text{ kNm} \end{aligned}$$

- Perhitungan momen rencana

Karena panjang dan lebar dari pelat hampir sama 4 m dan 4,05 m maka perhitungan arah panjang dan arah pendek dihitung jadi satu.

Distribusi momen total statik dalam satu panel pelat :

$$\begin{aligned} \text{Momen negatif } (M_n) &= 0,65 M_{ol} = -0,65 (65,98) \\ &= -42,89 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen positif } (M_p) &= 0,35 M_{ol} = 0,35 (65,98) \\ &= 23,09 \text{ kNm} \end{aligned}$$

- Perhitungan rasio l_2/l_1 serta nilai α_{f1}

$$\begin{aligned} l_2/l_1 &= 4,05/4 \\ &= 1 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \alpha_{f1} &= EI_b/EI_a \\ &= 9.669,05 \times 10^6 \text{ mm}^4 / 1.123,2 \times 10^6 \text{ mm}^4 \\ &= 8,6 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \alpha_{f1} l_2/l_1 &= 8,6 \times 1 \\ &= 8,6 > 1 \end{aligned}$$

Distribusi **momen negatif, M_n** . Persentase dari momen negatif yang ditahan oleh lajur kolom, diperoleh dari Tabel 12.6 (SNI 2847:2013 pasal 13.6.4) untuk nilai $l_2/l_1 = 1$ dan $\alpha_{fl} \ l_2/l_1 = 8,6$, diperoleh sebesar 75%. Maka :

$$\begin{aligned} \text{Lajur kolom} &= 0,75 M_n &= -0,75 (42,89) \\ & &= -32,17 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Lajur tengah} &= 0,25 M_n &= -0,25 (42,89) \\ & &= -10,72 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Karena $\alpha_{fl} \ l_2/l_1 > 1$, maka sesuai peraturan dengan SNI 2847:2013 pasal 13.6.5, 85% momen pada lajur kolom dapat dilimpahkan ke balok, dan sisanya 15% dipikul oleh pelat pada lajur kolom.

$$\begin{aligned} \text{Balok} &= -0,85 (32,17) \\ &= -27,34 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Lajur kolom} &= -0,15 (32,17) \\ &= -4,82 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\text{Lajur Tengah} = -10,72 \text{ kNm}$$

Distribusi **momen positif, M_p** . Persentase dari momen negatif yang ditahan oleh lajur kolom, diperoleh dari Tabel 12.6 (SNI 2847:2013 pasal 13.6.4) untuk nilai $l_2/l_1 = 1$ dan $\alpha_{fl} \ l_2/l_1 = 8,6$, diperoleh sebesar 75%. Maka :

$$\begin{aligned} \text{Lajur kolom} &= 0,75 M_n &= 0,75 (23,09) \\ & &= 17,32 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Lajur tengah} &= 0,25 M_n &= 0,25 (23,09) \\ & &= 5,77 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Karena $\alpha_{fl} \ l_2 / l_1 > 1$, maka sesuai peraturan dengan SNI 2847:2013 pasal 13.6.5, 85% momen pada lajur kolom dapat dilimpahkan ke balok, dan sisanya 15% dipikul oleh pelat pada lajur kolom.

Balok = 0,85 (17,32)

= 14,72 kNm

Lajur kolom = 0,15 (17,32)

= 2,59 kNm

Lajur Tengah = 5,77 kNm

Tabel 4.12 Penulangan Pelat Arah Panjang

Arah Panjang	Lajur Kolom		Lajur Tengah	
	Negatif	Positif	Negatif	Positif
Mu (kNm)	4,82539444	2,5982893	10,7231	5,773976
lebar strip, b (mm)	2025	2025	2025	2025
tinggi efektif, d(mm)	92	92	92	92
Ru (=Mu/bd ² , Mpa)	0,282	0,152	0,626	0,337
rasio tulangan, p (%)	0,005185	0,002465	0,01275	0,005665
As = pbd (mm ²)	965,9655	459,2295	2375,325	1055,436
As min = 0,0018bd (mm ²)	521,64	335,34	335,34	335,34
tulangan terpasang (D16)	5	2	12	5
jarak antar tulangan	531,949117	1575,6564	187,1553	476,2497
jarak maksimum, 2h	240	240	240	240
jarak terpasang, mm	200	200	100	200

Tabel 4.13 Penulangan Pelat Arah Pendek

Arah Pendek	Lajur Kolom		Lajur Tengah	
	Negatif	Positif	Negatif	Positif
Mu (kNm)	4,7409581	2,5528236	10,53546	5,672941
lebar strip, b (mm)	2000	2000	2000	2000
tinggi efektif, d(mm)	79	79	79	79
Ru (=Mu/bd ² , Mpa)	0,380	0,205	0,844	0,454
rasio tulangan, p (%)	0,005185	0,002465	0,01275	0,005665
As = pbd (mm ²)	819,23	389,47	2014,5	895,1095
As min = 0,0018bd (mm ²)	442,4	284,4	284,4	284,4
tulangan terpasang (D16)	4	2	10	4
jarak antar tulangan	650,071975	2132,0885	221,6218	579,0107
jarak maksimum, 2h	240	240	240	240
jarak terpasang, mm	200	200	200	200

- Kontrol Lendutan

Dalam Peraturan *SNI-03-2847-2013 Ps.9.5.3.1 tabel 9.5(b)* disebutkan batas lendutan maksimum untuk pelat lantai harus lebih kecil dari :

$$\delta_{\text{ijin}} = \frac{L}{360} = \frac{400}{360} = 1,111 \text{ cm}$$

$$q_d = 1,2 \cdot DL = 1,2 \times 490 \text{ kg/m}^2 = 588 \text{ kg/m} \\ = 5,88 \text{ kg/cm}$$

$$E_c = 4700 \sqrt{f_c'} = 4700 \sqrt{25} = 23500 \text{ N/mm}^2 \\ = 235000 \text{ kg/cm}^2$$

$$I = 1/12 \times b \times h^3 = 1/12 \times 100 \times 12^3 = 14400 \text{ cm}^4$$

$$\delta^\circ = \left(\frac{5}{384} \times \frac{q_D \times (L)^4}{EI} \right)$$

$$\left(\frac{5}{384} \times \frac{5,88 \text{ kg/cm} \times (400 \text{ cm})^4}{235000 \text{ kg/cm}^2 \times 14400 \text{ cm}^4} \right)$$

$$= 0,579 \text{ cm} < \delta_{\text{ijin}} = 1,111 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{OK !!!}$$

• **Perhitungan penulangan pelat lantai (Tipe S2)**

Data-data perencanaan dalam perhitungan penulangan pelat adalah sebagai berikut :

- f_c' : 25 Mpa
- f_y : 500 Mpa
- balok : 50/70
- t_{plat} : 200 mm
- selimut : 20 mm
- \varnothing tulangan : 16 mm

Akibat Beban hidup

- Pengecekan kekuatan geser

$$d = h - \text{selimut beton} - d_b/2 = 200 - 75 - 16/2$$

$$= 117 \text{ mm}$$

$$= 0,117 \text{ m}$$

$$V_v = q_u (3 - \frac{1}{2} \text{ lebar balok} - d) \times 1 \text{ m}$$

$$= 9,36 (3 - \frac{1}{2} 0,5 - 0,117) \times 1 \text{ m}$$

$$= 24,65 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
 \phi V_c &= \phi(0,17\lambda\sqrt{f_c'}) bd \\
 &= 0,75 (0,17 \times 1 \times \sqrt{25}) 1000 \times 117 \\
 &= 74587,5 \text{ N} \\
 &= 74,58 \text{ kN} > V_v \dots\dots \text{OK!}
 \end{aligned}$$

- Perhitungan momen statik total arah panjang dan pendek :

$$\begin{aligned}
 M_{ol} &= (q_u l_2 l_n^2)/8 \\
 &= (9,36 \times 7,8 \times (7,76 - 0,7)^2)/8 \\
 &= 435,75 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{ol} &= (q_u l_1 l_n^2)/8 \\
 &= (9,36 \times 7,76 \times (7,8 - 0,7)^2)/8 \\
 &= 438,55 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

- Perhitungan momen rencana

Karena panjang dan lebar dari pelat hampir sama 7,8 m dan 7,76 m maka perhitungan arah panjang dan arah pendek dihitung jadi satu.

Distribusi momen total statik dalam satu panel pelat :

$$\begin{aligned}
 \text{Momen negatif } (M_n) &= 0,65 M_{ol} = -0,65 (438,55) \\
 &= - 285 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Momen positif } (M_p) &= 0,35 M_{ol} = 0,35 (438,55) \\
 &= 153,50 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

- Perhitungan rasio l_2/l_1 serta nilai $\alpha_f l$

$$\begin{aligned}
 l_2/l_1 &= 7,8/7,76 \\
 &= 1
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \alpha_{fl} &= EI_b / EI_a \\
 &= 9.669,05 \times 10^6 \text{ mm}^4 / 1.123,2 \times 10^6 \text{ mm}^4 \\
 &= 8,6
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \alpha_{fl} l_2 / l_1 &= 8,6 \times 1 \\
 &= 8,6 > 1
 \end{aligned}$$

Distribusi **momen negatif, M_n** . Persentase dari momen negatif yang ditahan oleh lajur kolom, diperoleh dari Tabel 12.6 (SNI 2847:2013 pasal 13.6.4) untuk nilai $l_2 / l_1 = 1$ dan $\alpha_{fl} l_2 / l_1 = 8,6$, diperoleh sebesar 75%. Maka :

$$\begin{aligned}
 \text{Lajur kolom} &= 0,75 M_n &= -0,75 (285) \\
 & &= - 213,80 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Lajur tengah} &= 0,25 M_n &= -0,25 (285) \\
 & &= -71,26 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Karena $\alpha_{fl} l_2 / l_1 > 1$, maka sesuai peraturan dengan SNI 2847:2013 pasal 13.6.5, 85% momen pada lajur kolom dapat dilimpahkan ke balok, dan sisanya 15% dipikul oleh pelat pada lajur kolom.

$$\begin{aligned}
 \text{Balok} &= -0,85 (213,80) \\
 &= -181,72 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Lajur kolom} &= -0,15 (213,80) \\
 &= - 32,07 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\text{Lajur Tengah} = - 71,26 \text{ kNm}$$

Distribusi **momen positif, M_p** . Persentase dari momen negatif yang ditahan oleh lajur kolom, diperoleh dari Tabel 12.6 (SNI 2847:2013 pasal 13.6.4) untuk nilai $l_2 / l_1 = 1$ dan $\alpha_{fl} l_2 / l_1 = 8,6$, diperoleh sebesar 75%. Maka :

$$\text{Lajur kolom} = 0,75 M_n = 0,75 (153,50)$$

$$= 115,12 \text{ kNm}$$

$$\text{Lajur tengah} = 0,25 M_n = 0,25 (153,50)$$

$$= 38,37 \text{ kNm}$$

Karena $\alpha_{fl} l_2 / l_1 > 1$, maka sesuai peraturan dengan SNI 2847:2013 pasal 13.6.5, 85% momen pada lajur kolom dapat dilimpahkan ke balok, dan sisanya 15% dipikul oleh pelat pada lajur kolom.

$$\text{Balok} = 0,85 (115,12)$$

$$= 97,85 \text{ kNm}$$

$$\text{Lajur kolom} = 0,15 (115,12)$$

$$= 17,27 \text{ kNm}$$

$$\text{Lajur Tengah} = 38,37 \text{ kNm}$$

Tabel 4.14 Penulangan Pelat Arah Panjang

Arah Panjang	Lajur Kolom		Lajur Tengah	
	Negatif	Positif	Negatif	Positif
Mu (kNm)	32,06883	17,26783	71,26406	38,37296
lebar strip, b (mm)	3900	3900	3900	3900
tinggi efektif, d(mm)	117	117	117	117
$R_u (=Mu/bd^2, \text{Mpa})$	0,601	0,323	1,335	0,719
rasio tulangan, p (%)	0,005185	0,002465	0,01275	0,005665
$A_s = pbd \text{ (mm}^2\text{)}$	2365,916	1124,78	5817,825	2585,054
$A_{s \text{ min}} = 0,0018bd \text{ (mm}^2\text{)}$	1277,64	821,34	821,34	821,34
tulangan terpasang (D16)	12	6	29	13
jarak antar tulangan	362,0139	848,3735	139,5341	328,7388
jarak maksimum, 2h	400	400	400	400
jarak terpasang, mm	250	250	100	250

Tabel 4.15 Penulangan Pelat Arah Pendek

Arah Pendek	Lajur Kolom		Lajur Tengah	
	Negatif	Positif	Negatif	Positif
Mu (kNm)	31,86416	17,15762	70,80924	38,12805
lebar strip, b (mm)	3880	3880	3880	3880
tinggi efektif, d(mm)	101	101	101	101
Ru (=Mu/bd ² , Mpa)	0,805	0,433	1,789	0,963
rasio tulangan, p (%)	0,005185	0,002465	0,01275	0,005665
As = pbd (mm ²)	2031,898	965,9842	4996,47	2220,098
As min = 0,0018bd (mm ²)	1097,264	705,384	705,384	705,384
tulangan terpasang (D16)	10	5	25	11
jarak antar tulangan	425,8609	1019,216	162,5948	386,1671
jarak maksimum, 2h	400	400	400	400
jarak terpasang, mm	250	250	150	250

Akibat Beban tekanan air tanah/ uplift

- Pengecekan kekuatan geser

$$\begin{aligned}
 d &= h - \text{selimut beton} - d_b/2 &= 200 - 75 - 16/2 \\
 & &= 117 \text{ mm} \\
 & &= 0,117 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_v &= q_u (3 - \frac{1}{2} \text{ lebar balok} - d) \times 1 \text{ m} \\
 &= 17,64 (3 - \frac{1}{2} 0,5 - 0,117) \times 1 \text{ m} \\
 &= 46,446 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi V_c &= \phi(0,17\lambda\sqrt{f_c'}) bd \\
 &= 0,75 (0,17 \times 1 \times \sqrt{25}) 1000 \times 117 \\
 &= 74.587,5 \text{ N} \\
 &= 74,58 \text{ kN} > V_v \dots\dots \text{OK!}
 \end{aligned}$$

- Perhitungan momen statik total arah panjang dan pendek :

$$\begin{aligned}
 M_{ol} &= (qu l_2 l_n^2)/8 \\
 &= (17,64 \times 7,8 \times (7,76 - 0,85)^2)/8 \\
 &= 821,219 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{ol} &= (qu l_1 l_n^2)/8 \\
 &= (17,64 \times 7,76 \times (7,8 - 0,85))/8 \\
 &= 826,494 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

- Perhitungan momen rencana

Karena panjang dan lebar dari pelat hampir sama 7,8 m dan 7,76 m maka perhitungan arah panjang dan arah pendek dihitung jadi satu.

Distribusi momen total statik dalam satu panel pelat :

$$\begin{aligned}
 \text{Momen positif } (M_p) &= 0,65 M_{ol} = 0,65 (826,494) \\
 &= 537,22 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Momen negatif } (M_n) &= 0,35 M_{ol} = -0,35 (826,494) \\
 &= -289,27 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

- Perhitungan rasio l_2/l_1 serta nilai α_{fl}

$$l_2/l_1 = 7,8/7,76$$

$$= 1$$

$$\alpha_{fl} = EI_b/EI_a$$

$$= 9.669,05 \times 10^6 \text{ mm}^4 / 1.123,2 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$= 8,6$$

$$\alpha_{fl} l_2/l_1 = 8,6 \times 1$$

$$= 8,6 > 1$$

Distribusi **momen positif, M_p** . Persentase dari momen negatif yang ditahan oleh lajur kolom, diperoleh dari Tabel 12.6 (SNI 2847:2013 pasal 13.6.4) untuk nilai $l_2/l_1 = 1$ dan $\alpha_{fl} l_2/l_1 = 8,6$, diperoleh sebesar 75%. Maka

$$\begin{aligned} \text{Lajur kolom} &= 0,75 M_n &= 0,75 (537,22) \\ & &= 402,9 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Lajur tengah} &= 0,25 M_n &= 0,25 (537,22) \\ & &= 134,305 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Karena $\alpha_{fl} l_2/l_1 > 1$, maka sesuai peraturan dengan SNI 2847:2013 pasal 13.6.5, 85% momen pada lajur kolom dapat dilimpahkan ke balok, dan sisanya 15% dipikul oleh pelat pada lajur kolom.

$$\begin{aligned} \text{Balok} &= 0,85 (402,9) \\ &= 342,465 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Lajur kolom} &= 0,15 (402,9) \\ &= 60,435 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\text{Lajur Tengah} = 134,305 \text{ kNm}$$

Distribusi **momen negatif, M_n** . Persentase dari momen negatif yang ditahan oleh lajur kolom, diperoleh dari Tabel 12.6 (SNI 2847:2013 pasal 13.6.4) untuk nilai $l_2/l_1 = 1$ dan $\alpha_{fl} l_2/l_1 = 8,6$, diperoleh sebesar 75%. Maka

$$\begin{aligned}\text{Lajur kolom} &= 0,75 M_n &= -0,75 (289,27) \\ & &= -216,95 \text{ kNm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Lajur tengah} &= 0,25 M_n &= -0,25 (289,27) \\ & &= -72,3 \text{ kNm}\end{aligned}$$

Karena $\alpha_{fl} l_2/l_1 > 1$, maka sesuai peraturan dengan SNI 2847:2013 pasal 13.6.5, 85% momen pada lajur kolom dapat dilimpahkan ke balok, dan sisanya 15% dipikul oleh pelat pada lajur kolom.

$$\begin{aligned}\text{Balok} &= -0,85 (216,95) \\ &= -184,4 \text{ kNm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Lajur kolom} &= -0,15 (216,95) \\ &= -32,5 \text{ kNm}\end{aligned}$$

$$\text{Lajur Tengah} = -72,3 \text{ kNm}$$

Tabel 4.16 Penulangan Pelat Arah Panjang

Arah Panjang	Lajur Kolom		Lajur Tengah	
	Positif	Negatif	Positif	Negatif
Mu (kNm)	60,4374	32,54322	134,3053	72,31826
lebar strip, b (mm)	3900	3900	3900	3900
tinggi efektif, d(mm)	117	117	117	117
Ru (=Mu/bd ² , Mpa)	1,132	0,610	2,516	1,355
rasio tulangan, p (%)	0,005185	0,002465	0,01275	0,005665
As = pbd (mm ²)	2365,916	1124,78	5817,825	2585,054
As min = 0,0018bd (mm ²)	1277,64	821,34	821,34	821,34
tulangan terpasang (D16)	12	6	29	13
jarak antar tulangan	362,0139	848,3735	139,5341	328,7388
jarak maksimum, 2h	400	400	400	400
jarak terpasang, mm	250	250	100	250

Tabel 4.17 Penulangan Pelat Arah Pendek

Arah Pendek	Lajur Kolom		Lajur Tengah	
	Positif	Negatif	Positif	Negatif
Mu (kNm)	60,05168	32,33552	133,4482	71,85671
lebar strip, b (mm)	3880	3880	3880	3880
tinggi efektif, d(mm)	101	101	101	101
Ru ($=Mu/bd^2$, Mpa)	1,517	0,817	3,372	1,815
rasio tulangan, p (%)	0,005185	0,002465	0,01275	0,005665
As = pbd (mm ²)	2031,898	965,9842	4996,47	2220,098
As min = 0,0018bd (mm ²)	1097,264	705,384	705,384	705,384
tulangan terpasang (D16)	10	5	25	11
jarak antar tulangan	425,8609	1019,216	162,5948	386,1671
jarak maksimum, 2h	400	400	400	400
jarak terpasang, mm	250	250	150	250

- **Perhitungan penulangan pelat lantai (Tipe S3)**

Data-data perencanaan dalam perhitungan penulangan pelat adalah sebagai berikut :

- f_c' : 25 Mpa
- f_y : 500 Mpa
- balok : 50/70
- t_{plat} : 120 mm
- selimut : 20 mm
- \varnothing tulangan : 13 mm

- Pengecekan kekuatan geser

$$\begin{aligned}
 d &= h - \text{selimut beton} - d_b/2 &= 120 - 20 - 13/2 \\
 & &= 93,5 \text{ mm} \\
 & &= 0,0935 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_v &= q_u (3 - \frac{1}{2} \text{ lebar balok} - d) \times 1 \text{ m} \\
 &= 5,14 (3 - \frac{1}{2} 0,5 - 0,0935) \times 1 \text{ m} \\
 &= 13,65 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi V_c &= \phi (0,17 \lambda \sqrt{f_c}) b d \\
 &= 0,75 (0,17 \times 1 \times \sqrt{25}) 1000 \times 93,5 \\
 &= 59606,25 \text{ N} \\
 &= 59,6 \text{ kN} > V_v \dots\dots \text{OK!}
 \end{aligned}$$

- Perhitungan momen statik total arah panjang dan pendek :

$$\begin{aligned}
 M_{ol} &= (q_u l_2 l_n^2)/8 \\
 &= (5,14 \times 4,05 \times (4 - 0,7)^2)/8 \\
 &= 28,33 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{ol} &= (q_u l_1 l_n^2)/8 \\
 &= (5,14 \times 4 \times (4,05 - 0,7)^2)/8 \\
 &= 28,84 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

- Perhitungan momen rencana

Karena panjang dan lebar dari pelat hampir sama 4 m dan 4,05 m maka perhitungan arah panjang dan arah pendek dihitung jadi satu.

Distribusi momen total statik dalam satu panel pelat :

$$\begin{aligned}\text{Momen negatif } (M_n) &= 0,65 M_{ol} = -0,65 (28,84) \\ &= -18,75 \text{ kNm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Momen positif } (M_p) &= 0,35 M_{ol} = 0,35 (28,84) \\ &= 10 \text{ kNm}\end{aligned}$$

- Perhitungan rasio l_2/l_1 serta nilai α_{fl}

$$\begin{aligned}l_2/l_1 &= 4,05/4 \\ &= 1\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\alpha_{fl} &= EI_b/EI_a \\ &= 9.669,05 \times 10^6 \text{ mm}^4 / 1.123,2 \times 10^6 \text{ mm}^4 \\ &= 8,6\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\alpha_{fl} l_2/l_1 &= 8,6 \times 1 \\ &= 8,6 > 1\end{aligned}$$

Distribusi **momen negatif, M_n** . Persentase dari momen negatif yang ditahan oleh lajur kolom, diperoleh dari Tabel 12.6 (SNI 2847:2013 pasal 13.6.4) untuk nilai $l_2/l_1 = 1$ dan $\alpha_{fl} l_2/l_1 = 8,6$, diperoleh sebesar 75%. Maka :

$$\begin{aligned}\text{Lajur kolom} &= 0,75 M_n = -0,75 (18,75) \\ &= -14,06 \text{ kNm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Lajur tengah} &= 0,25 M_n = -0,25 (18,75) \\ &= -4,68 \text{ kNm}\end{aligned}$$

Karena $\alpha_{fl} l_2/l_1 > 1$, maka sesuai peraturan dengan SNI 2847:2013 pasal 13.6.5, 85% momen pada lajur kolom dapat dilimpahkan ke balok, dan sisanya 15% dipikul oleh pelat pada lajur kolom.

$$\text{Balok} = -0,85 (14,06)$$

$$= - 11,95 \text{ kNm}$$

$$\text{Lajur kolom} = -0,15 (14,06)$$

$$= - 2,1 \text{ kNm}$$

$$\text{Lajur Tengah} = - 4,68 \text{ kNm}$$

Distribusi **momen positif, M_p** . Persentase dari momen negatif yang ditahan oleh lajur kolom, diperoleh dari Tabel 12.6 (SNI 2847:2013 pasal 13.6.4) untuk nilai $l_2/l_1 = 1$ dan $\alpha_{fl} l_2/l_1 = 8,6$, diperoleh sebesar 75%. Maka :

$$\text{Lajur kolom} = 0,75 M_n = 0,75 (10)$$

$$= 7,5 \text{ kNm}$$

$$\text{Lajur tengah} = 0,25 M_n = 0,25 (10)$$

$$= 2,5 \text{ kNm}$$

Karena $\alpha_{fl} l_2/l_1 > 1$, maka sesuai peraturan dengan SNI 2847:2013 pasal 13.6.5, 85% momen pada lajur kolom dapat dilimpahkan ke balok, dan sisanya 15% dipikul oleh pelat pada lajur kolom.

$$\text{Balok} = 0,85 (7,5)$$

$$= 6,475 \text{ kNm}$$

$$\text{Lajur kolom} = 0,15 (7,5)$$

$$= 1,125 \text{ kNm}$$

$$\text{Lajur Tengah} = 2,5 \text{ kNm}$$

Tabel 4.18 Penulangan Pelat Arah Panjang

Arah Panjang	Lajur Kolom		Lajur Tengah	
	Negatif	Positif	Negatif	Positif
Mu (kNm)	2,109058	1,135647	4,686797	2,52366
lebar strip, b (mm)	2025	2025	2025	2025
tinggi efektif, d(mm)	93,5	93,5	93,5	93,5
Ru (=Mu/bd ² , Mpa)	0,119	0,064	0,265	0,143
rasio tulangan, p (%)	0,005185	0,002465	0,01275	0,005665
As = pbd (mm ²)	981,7149	466,7169	2414,053	1072,644
As min = 0,0018bd (mm ²)	530,145	340,8075	340,8075	340,8075
tulangan terpasang (D13)	7	4	18	8
jarak antar tulangan	316,4085	804,2062	117,7558	285,8006
jarak maksimum, 2h	240	240	240	240
jarak terpasang, mm	200	200	100	200

Tabel 4.19 Penulangan Pelat Arah Pendek

Arah Pendek	Lajur Kolom		Lajur Tengah	
	Negatif	Positif	Negatif	Positif
Mu (kNm)	2,072153	1,115775	4,604785	2,4795
lebar strip, b (mm)	2000	2000	2000	2000
tinggi efektif, d(mm)	80,5	80,5	80,5	80,5
Ru (=Mu/bd ² , Mpa)	0,160	0,086	0,355	0,191
rasio tulangan, p (%)	0,005185	0,002465	0,01275	0,005665
As = pbd (mm ²)	834,785	396,865	2052,75	912,1053
As min = 0,0018bd (mm ²)	450,8	289,8	289,8	289,8
tulangan terpasang (D16)	6	3	15	7
jarak antar tulangan	377,8984	1004,277	138,1866	340,411
jarak maksimum, 2h	240	240	240	240
jarak terpasang, mm	200	200	100	200

- Kontrol Lendutan

Dalam Peraturan *SNI-03-2847-2013 Ps.9.5.3.1 tabel 9.5(b)* disebutkan batas lendutan maksimum untuk pelat lantai harus lebih kecil dari :

$$\delta_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{400}{360} = 1,111 \text{ cm}$$

$$q_d = 1,2 \cdot DL = 1,2 \times 100 \text{ kg/m}^2 = 120 \text{ kg/m}$$

$$= 1,2 \text{ kg/cm}$$

$$E_c = 4700 \sqrt{f_c'} = 4700 \sqrt{25} = 23500 \text{ N/mm}^2$$

$$= 235000 \text{ kg/cm}^2$$

$$I = 1/12 \times b \times h^3 = 1/12 \times 100 \times 12^3 = 14400 \text{ cm}^4$$

$$\delta^\circ = \left(\frac{5}{384} \times \frac{q_D \times (L)^4}{EI} \right)$$

$$\left(\frac{5}{384} \times \frac{1,2 \text{ kg/cm} \times (400 \text{ cm})^4}{235000 \text{ kg/cm}^2 \times 14400 \text{ cm}^4} \right)$$

$$= 0,074 \text{ cm} < \delta_{ijin} = 1,111 \text{ cm} \dots\dots\dots \textbf{OK !!!}$$

4.6.2 Perhitungan Dinding Basement

4.6.2.1 Pembebanan pada Dinding Basement

Pada pembebanan basement dipengaruhi oleh beban lateral tanah yang didapat dari tabel SNI 1727:2013 pada tabel 3.2.1

Tabel 3.2-1 Beban tanah lateral rencana

No.	Uraian material timbunan	Klasifikasi jenis tanah	Beban tanah lateral rencana ^a psf per foot kedalaman (kN/m ² per meter kedalaman)
1	Bergradasi baik, kerikil bersih, campuran pasir dan kerikil	GW	35 (5,50) ^b
2	Kerikil bersih bergradasi buruk, campuran pasir-kerikil	GP	35 (5,50) ^b
3	Kerikil mengandung lanau, campuran pasir-kerikil bergradasi buruk	GM	35(5,50) ^b
4	Kerikil mengandung lempung, campuran lempung dengan kerikil bergradasi buruk	GC	45(7,07) ^b
5	Bergradasi baik, pasir bersih; campuran pasir kerikil	SW	35(5,50) ^b
6	Pasir bersih bergradasi buruk; campuran kerikil pasir	SP	35(5,50) ^b
7	Pasir berlanau, campuran lanau-pasir bergradasi buruk	SM	45(7,07) ^b
8	Campuran lempung lanau-pasir dengan plastik halus	SM-SC	85(13,35) ^c
9	Pasir berlempung, campuran lempung-pasir bergradasi buruk	SC	85(13,35) ^c
10	Lanau inorganik dan lanau lempung	ML	85(13,35) ^c
11	Campuran lanau inorganik dan lempung	ML-CL	85(13,35) ^c
12	Lempung inorganik dari plastisitas sedang-rendah	CL	100(15,71)
13	Lanau organik dan lanau-lempung, plastisitas rendah	OL	^a
14	Lanau lempung inorganik, lanau elastik	MH	^a
15	Lempung inorganik plastisitas tinggi	CH	^a
16	Lempung organik dan lempung lanau	OH	^a

Dari tabel diatas sesuai dengan jenis tanah yang menjadi lokasi gedung maka didapat beban lateral tanah 13 kN/m² permeter kedalaman, Dan juga dipengaruhi oleh tekanan hidrostatik.

- Beban lateral tanah

$$W_{\text{tanah}} = 13 \text{ kN/m}^2 \text{ per meter kedalaman}$$

$$T_{\text{basement+}} = 3 \text{ m}$$

$$\text{Tebal dinding} = 200 \text{ mm}$$

$$f_c' = 25 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 500 \text{ Mpa}$$

$$\emptyset = 35^\circ \text{ dengan } c_a : 0,271$$

$$\begin{aligned} P_a &= c_a w h \\ &= 0,271 \times 13,5 \times 3 \\ &= 10,97 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

- Tekanan hidrostatik

$$\text{Gamma air} = 9,8 \text{ kN/m}^3$$

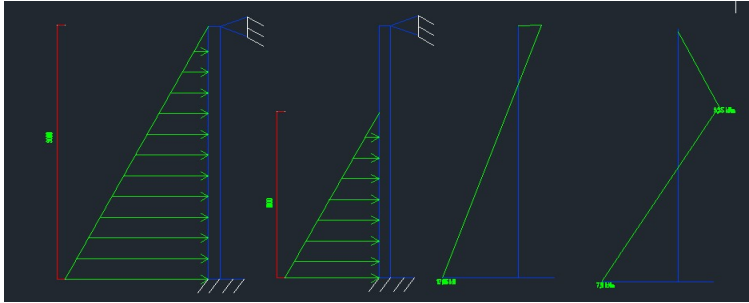
$$\text{Muka air tanah} = 1,2 \text{ m}$$

$$T_{\text{basement+}} = 3 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} T_{\text{tercelup}} &= 3 - 1,2 \text{ m} \\ &= 1,8 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_w &= c_a w h \\ &= 0,271 \times 9,8 \times 1,8 \\ &= 4,78 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

4.6.2.2 Perhitungan Penulangan Dinding Basement



Gambar 4.25 Skema Pembebanan dan Gaya Dalam pada Dinding Basement

Dari diagram gaya lintang dan momen lentur diperoleh

$$V_{v \text{ maks}} = 1,6 (17,05) = 27,28 \text{ kN}$$

$$M_{u^- \text{ maks}} = 1,6 (7,9) = 12,64 \text{ kN}$$

$$M_{u^+ \text{ maks}} = 1,6 (3,35) = 5,36 \text{ kN}$$

- Pemeriksaan terhadap geser

d = tebal dinding – selimut – diameter tulangan

$$= 300 - 75 - 16$$

$$= 109 \text{ mm}$$

$$\phi V_c = \phi (0,17 \lambda \sqrt{f_c'}) b d$$

$$= 0,75 (0,17 \times 1 \times \sqrt{25}) 1000 \times 109$$

$$= 69.487,5 \text{ N}$$

$$= 69.48 \text{ kN} > V_v \text{ OK!}$$

- Penulangan lentur momen negatif

$$M_u = 12,64 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} R_n &= M_u / \phi b d^2 \\ &= 12,64 / 0,9 \times 1000 \times 109^2 \\ &= 1,182 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{\text{perlu}} &= 0,85 f_c' / f_y (1 - \sqrt{1 - 2R_n / 0,85 f_c'}) \\ &= 0,85 \times 25 / 500 (1 - \sqrt{1 - 1,182 / 0,85 \times 25}) \\ &= 0,00243 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s \text{ perlu} &= p b d \\ &= 0,00243 \times 1000 \times 100 \\ &= 264,87 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s \text{ min} &= 1,4 / f_y (b d) \\ &= 1,4 / 500 (1000 \times 109) \\ &= 218 \end{aligned}$$

Dipasang D13-250 ($A_s = 530$)

- Penulangan lentur momen positif

$$M_u = 5,36 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} R_n &= M_u / \phi b d^2 \\ &= 5,36 / 0,9 \times 1000 \times 109^2 \\ &= 0,5013 \end{aligned}$$

$$P_{\text{perlu}} = 0,85 f_c' / f_y (1 - \sqrt{1 - 2R_n / 0,85 f_c'})$$

$$= 0,85 \cdot 25/500 \cdot (1 - \sqrt{1 - 0,5013/0,85 \cdot 25})$$

$$= 0,00101$$

$$\begin{aligned} \text{As perlu} &= pbd \\ &= 0,00101 \cdot 1000 \cdot 100 \\ &= 110,09 \end{aligned}$$

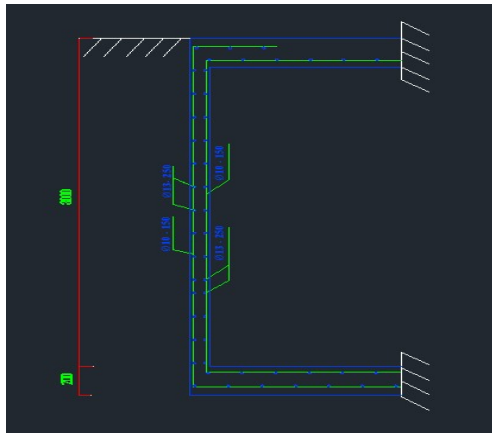
$$\begin{aligned} \text{As min} &= 1,4/f_y (bd) \\ &= 1,4/500 (1000 \cdot 109) \\ &= 218 \end{aligned}$$

Dipasang D13 – 250 (530)

Tulangan memanjang dalam arah horizontal dapat diberikan berdasarkan kebutuhan rasio minimum tulangan sebesar 0,0020 (SNI 2847 : 2013 pasal 14.3.3). maka :

$$\text{As} = 0,0020 \cdot 200 \cdot 1000 = 400 \text{ mm}^2$$

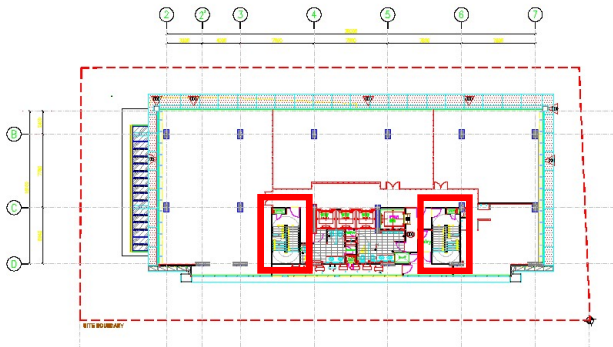
Dipakai D10-150 (As= 470) di kedua sisi dinding basement



Gambar 4.26 Penulangan Dinding Basement

4.6.3 Desain Struktur Tangga

Struktur tangga yang didesain meliputi pelat tangga, pelat bordes, serta balok bordes. Sebagai contoh perhitungan ditinjau tangga yang menghubungkan lantai dasar dengan lantai 2, denah penempatan tangga, dapat dilihat pada gambar 5.7



Gambar 4.27 Denah Penempatan Tangga Pada Lantai 2
(ditandai dengan garis merah)

4.6.3.1 Desain Struktur Pelat Tangga Dan Pelat Bordes

Spesifikasi teknik pelat tangga dan pelat bordes yang didesain adalah :

Beton $f'_c = 30$ MPa

Tulangan BJTD 40, D13 dan D10, $f_y = 500$ MPa

Tebal pelat tangga = 120 mm

Tebal pelat bordes = 120 mm

- Berat Sendiri pelat tangga : $\frac{t_{\text{pelatefektif}}}{\cos \alpha} \times \text{Lebar tangga}$

$$= \frac{0,20}{\cos 36} \times 23,52 \times 1,51 = 8,8 \text{ kN / m}$$
 - Beban keramik + Spesi = $0,51 \text{ kN/m}^2 \times 1,51 \text{ m}$

$$= \underline{0,77 \text{ kN/m}}$$
- $$w_{DL} = 9,57 \text{ kN/m}$$

Beban Hidup

Beban hidup lantai tangga = $4,79 \text{ kN/m}^2 \times 1,51 \text{ m} = 7,23 \text{ kN/m}$

Beban Ultimit

$$\begin{aligned} w_{U1} &= 1,4 w_{DL} \\ &= 1,4 (9,57) = 13,4 \text{ kN/m} \\ w_{U2} &= 1,2 w_{DL} + 1,6 w_{LL} \\ &= 1,2 (9,57) + 1,6 (7,23) = 23,05 \text{ kN/m (menentukan)} \end{aligned}$$

b. Pelat Bordes

- Berat sendiri = $0,12 \text{ m} \times 23,52 \text{ kN/m}^3 \times 1,51$

$$= 4,26 \text{ kN/m}$$
 - Beban keramik + Spesi = $0,51 \text{ kN/m}^2 \times 1,51 \text{ m}$

$$= \underline{0,77 \text{ kN/m}}$$
- $$w_{DL} = 5,03 \text{ kN/m}$$

Beban Hidup

Beban hidup lantai tangga = $4,79 \text{ kN/m}^2 \times 1,51 \text{ m}$

$$= 7,23 \text{ kN/m}$$

Beban Ultimit

$$w_{U1} = 1,4 w_{DL}$$

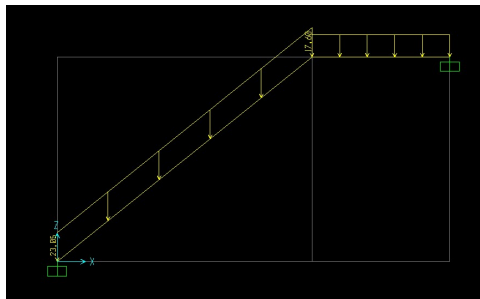
$$= 1,4 (5,03) = 7,04 \text{ kN/m}$$

$$w_{U2} = 1,2 w_{DL} + 1,6 w_{LL}$$

$$= 1,2 (5,03) + 1,6 (7,23) = 17,6 \text{ kN/m (menentukan)}$$

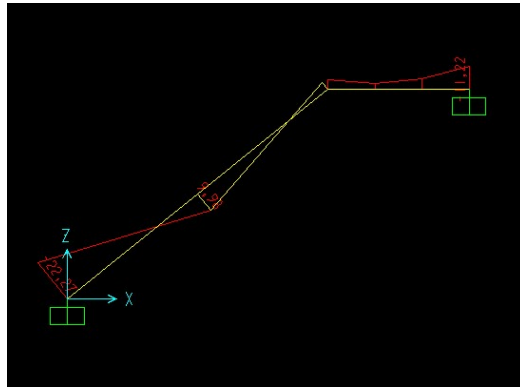
- **Analisis Struktur Pelat Tangga Dan Pelat Bordes**

Pelat tangga dan bordes dimodelkan perletakan sendi dan sendi. Hasil analisis strukturnya dapat dilihat pada Gambar 5.10, Gambar 5.11 dan Gambar 5.12. Model struktur tersebut dimodelkan pada SAP2000, yang dapat dilihat pada gambar dibawah

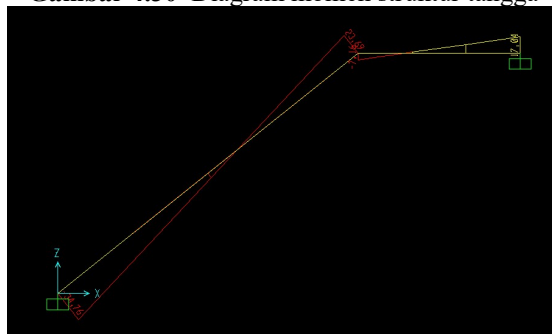


Gambar 4.29 Pemodelan Struktur Tangga Pada SAP2000

Setelah dilakukan analisa struktur maka diadapat nilai gaya-gaya dalam diagram momen dan diagram lintang seperti gambar dibawah ini :



Gambar 4.30 Diagram momen struktur tangga



Gambar 4.31 Diagram gaya geser struktur tangga

Dari Analisa struktur pada program bantu SAP, maka didapat nilai gaya-gaya dalam seperti dibawah :

Struktur Pelat Tangga

Momen maximum Tumpuan : -22,27 kN.m

Geser maximum Tumpuan : -34,76 kN

Momen maximum Lapangan : 22,27 kN.m

Struktur Pelat Tangga

Momen maximum : -11,22 kN.m

Geser maximum : -17,04 kN

- **Perhitungan Tulangan Pelat Tangga Dan Bordes**

Untuk memudahkan pemasangan, tulangan pelat bordes dan pelat tangga dibuat sama. Momen desain yang digunakan adalah momen terbesar pada pelat tangga hasil analisis struktur.

1. Menghitung kebutuhan tulangan awal

$$A_s \geq \frac{Mu}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)} \cong \frac{Mu}{\phi f_y (jd)}$$

Karena pelat satu arah biasanya menggunakan rasio tulangan yang relatif sedikit, lengan momen lentur tulangan, jd , dapat diasumsikan sebesar $0,95d$ untuk daerah momen negatif (MacGregor, 2009). Penampang juga diasumsikan dalam keadaan *tension controlled* ($\phi = 0,9$)

$$d = 120 - 20 - 13/2 = 93,5 \text{ mm}$$

$$A_s \geq \frac{M_u}{\phi f_y (0,95d)}$$

$$A_s \geq \frac{22,27 \times 10^6}{0,9(500)(0,95 \times 93,5)}$$

$$A_s \geq 557,15 \text{ mm}^2$$

2. Kontrol kondisi penampang

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 \cdot f_c \cdot b} = \frac{557,15(500)}{0,85(30)(1510)} = 7,234 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{7,234}{0,84} = 8,612 \text{ mm}$$

$$3/8 d_t = 3/8 (93,5) = 35,06$$

$$c \leq 3/8 d_t \dots (tension controlled, \text{ asumsi awal benar})$$

3. Menentukan kebutuhan tulangan terpasang

$$A_{s\text{ perlu}} \geq \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)}$$

$$A_{s\text{ perlu}} \geq \frac{22,27 \times 10^6}{0,9(500) \left(93,5 - \frac{7,234}{2} \right)}$$

$$A_{s\text{ perlu}} \geq 550,59 \text{ mm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b.d} = \frac{550,59}{1510(93,5)} = 0,00389$$

4. Cek syarat minimum tulangan

Syarat minimum tulangan ditentukan berdasarkan kebutuhan tulangan minimum.

$$A_{s\text{ min}} = \rho_{\text{min}}.b.d = 0,0018 (1510)(93,5) = 254,13 \text{ mm}^2$$

5. Menentukan tulangan terpasang

Tulangan Utama

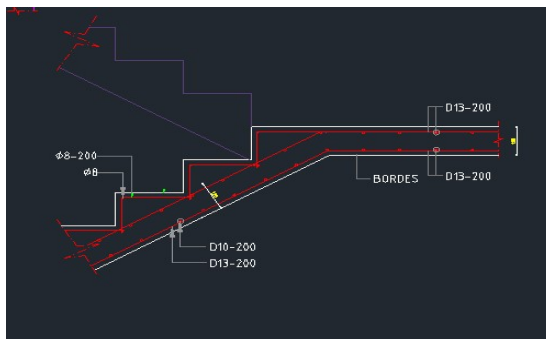
Digunakan $A_s = A_{\text{perlu}} = 550,59 \text{ mm}^2$

Digunakan tulangan D13-200, $A_s = 1061,32 \text{ mm}^2$

Tulangan Pembagi (tulangan suhu dan susut)

$A_{s\text{ min}} = 254,13 \text{ mm}^2$

Digunakan tulangan D10-200, $A_s = 314 \text{ mm}^2$



Gambar 4.32 Penulangan Plat Lantai Tangga dan Plat Bordes

- **Desain Balok Bordes**

Balok bordes direncanakan untuk memikul beban mati dan reaksi perletakan dari tangga. Sebagai contoh perhitungan akan ditinjau balok bordes pada tangga yang menghubungkan lantai dasar dengan lantai 2.

- **Pembebanan Balok Bordes**

Beban Mati

- Berat sendiri $= b \times h \times \gamma_{beton}$
 $= 0,2 \text{ m} \times 0,35 \text{ m} \times 23,52 \text{ kN/m}^3$
 $= 1,647 \text{ kN/m}$

Reaksi dari tangga

Reaksi dari tangga = 98,99 kN

Reaksi dibagi sepanjang balok tangga 3,2m

$$q = \frac{98,99 \text{ kN}}{3,2 \text{ m}} = 30,9 \text{ kN/m}$$

Beban ultimit

$$\begin{aligned} W_U &= 1,4 q_{DLI} + q_{reaksi} \\ &= 1,4 (1,647) + 30,9 \text{ kN/m} = 33,2 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

- **Analisis Struktur Balok Bordes**

Balok bordes dimodelkan sebagai struktur statis tak tentu dengan perletakan jepit-jepit. Besarnya momen lentur dan gaya geser dihitung sesuai ketentuan *SNI 2847-2013 pasal 8.3.3*.

$$M_{u_tumpuan} = \frac{1}{11} W_u L_x^2 = \frac{1}{11} (33,2)(3,2)^2 = 30,9 \text{ kNm}$$

$$M_{u_lapangan} = \frac{1}{16} W_u L_x^2 = \frac{1}{16} (33,2)(3,2)^2 = 21,25 \text{ kNm}$$

$$V_u = \frac{W_u L_n}{2} = \frac{33,2 \times 3,2}{2} = 53,12 \text{ kNm}$$

- **Perhitungan Tulangan Balok Bordes**

Spesifikasi teknis balok bordes yang didesain adalah :

Beton $f'_c = 30$ MPa

Tulangan BJTD 40, $f_y = 500$ MPa

Tul. utama : D16

Senggang : D10

Dimensi : 250 mm x 350 mm

$d = h \text{ balok} - \text{cover} - D \text{ tul. utama} - 0,5(d \text{ sengkang})$
 $= 350 - 40 - 16 - 0,5(10) = 289$ mm

Tumpuan

1. Menghitung kebutuhan tulangan awal

$$A_s \geq \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)} \cong \frac{M_u}{\phi f_y (jd)}$$

Untuk daerah momen negatif, lengan momen lentur tulangan, jd , dapat diasumsikan sebesar $0,9d$ (MacGregor, 2009). Penampang juga diasumsikan dalam keadaan *tension controlled* ($\phi = 0,9$)

$$A_s \geq \frac{M_u}{\phi f_y (0,9d)}$$

$$A_s \geq \frac{30,9 \times 10^6}{0,9(500)(0,9 \times 289)}$$

$$A_s \geq 264 \text{ mm}^2$$

2. Kontrol kondisi penampang

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b} = \frac{(264)(500)}{0,85(30)(200)} = 25,8 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{25,8}{0,84} = 30,8 \text{ mm}$$

$$\frac{3}{8} dt = \frac{3}{8} (289) = 108,37 \text{ mm}$$

$c \leq 3/8 d_t, \dots$ (*tension controlled*, asumsi awal benar)

3. Menentukan kebutuhan tulangan terpasang

$$A_{s \text{ perlu}} \geq \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)}$$

$$A_{s \text{ perlu}} \geq \frac{30,9 \times 10^6}{(0,9)(500) \left(289 - \frac{25,8}{2} \right)} = 248,7 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ perlu}} \geq 248,7 \text{ mm}^2$$

4. Cek syarat kebutuhan tulangan minimum

Kebutuhan tulangan minimum ditetapkan berdasarkan SNI 2847-2013 pasal 10.5.1.

$$\text{syarat : } A_{s \text{ min}} = \frac{0,25 \sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d \geq \frac{1,4}{f_y} b_w d$$

$$A_{s \text{ min}} \geq \frac{0,25 \sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d = \frac{0,25 \sqrt{30}}{500} (200)(289) = 158,29 \text{ mm}^2$$

$$\geq \frac{1,4}{f_y} b_w d = \frac{1,4}{500} (200)(289) = 161,84 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 161,84 \text{ mm}^2$$

Karena $A_{s \text{ perlu}} > A_{s \text{ min}}$, maka digunakan $A_{s \text{ perlu}}$ untuk perhitungan.

5. Menentukan tulangan utama terpasang

$$A_{\text{tulangan}} = \frac{1}{4} 3,14 D^2 = \frac{1}{4} 3,14 16^2 = 200,96$$

Jumlah tulangan terpasang

$$n_{\text{tul}} = \frac{A_{s \text{ perlu}}}{A_{s \text{ tulangan}}} = \frac{248,7}{200,96} = 1,23 \approx 2 \text{ buah}$$

Digunakan tulangan utama 2D16 dengan $A_s = 401,92 \text{ mm}^2$

Kontrol jarak tulangan :

$$s = \frac{b_w - (2 \times \text{selimut}) - (2 \times D_{\text{senggang}}) - (n D_{\text{tul.utama}})}{n - 1}$$

$$s = \frac{200 - (2 \times 40) - (2 \times 10) - (2 \times 16)}{2 - 1} = 62 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm} \dots (\text{OK})$$

6. Cek jarak tulangan terhadap kontrol retak

$$\text{syarat : } s = 380 \left(\frac{280}{f_s} \right) - 2,5 c_c \text{ dan tidak melebihi } 300 \left(\frac{280}{f_s} \right)$$

Keterangan :

c_c : Jarak terkecil dari permukaan tulangan atau baja prategang ke muka tarik

f_s : tegangan tarik yang dihitung dalam tulangan saat beban layan MPa

$$f_s = \frac{2}{3} f_y = \frac{2}{3} (390) = 260 \text{ MPa}$$

$$c_c = 40 \text{ mm (selimut beton)} + 10 \text{ mm (diameter sengkang)} = 50 \text{ mm}$$

$$s = 380 \left(\frac{280}{260} \right) - (2,5 \times 50) = 284,23 \text{ mm}$$

$$300 \left(\frac{280}{f_s} \right) = 300 \left(\frac{280}{260} \right) = 323,076 \text{ mm}$$

Jarak antar tulangan = 62 mm (lebih kecil dari s , OK)

Lapangan

1. Menghitung kebutuhan tulangan awal

$$A_s \geq \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)} \cong \frac{M_u}{\phi f_y (jd)}$$

Untuk daerah momen negatif, lengan momen lentur tulangan, jd , dapat diasumsikan sebesar $0,9d$ (MacGregor, 2009). Penampang juga diasumsikan dalam keadaan *tension controlled* ($\phi = 0,9$)

$$A_s \geq \frac{M_u}{\phi f_y (0,9d)}$$

$$A_s \geq \frac{30,9 \times 10^6}{0,9(500)(0,9 \times 289)}$$

$$A_s \geq 264 \text{ mm}^2$$

2. Kontrol kondisi penampang

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b} = \frac{(264)(500)}{0,85(30)(200)} = 25,8 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{25,8}{0,84} = 30,8 \text{ mm}$$

$$\frac{3}{8} dt = \frac{3}{8} (289) = 108,37 \text{ mm}$$

$$c \leq 3/8 d_t \dots \text{ (tension controlled, asumsi awal benar)}$$

3. Menentukan kebutuhan tulangan terpasang

$$A_{s \text{ perlu}} \geq \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)}$$

$$A_{s \text{ perlu}} \geq \frac{30,9 \times 10^6}{(0,9)(500) \left(289 - \frac{25,8}{2} \right)} = 248,7 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ perlu}} \geq 248,7 \text{ mm}^2$$

4. Cek syarat kebutuhan tulangan minimum

Kebutuhan tulangan minimum ditetapkan berdasarkan SNI 2847-2013 pasal 10.5.1.

$$\text{syarat : } A_{s \text{ min}} = \frac{0,25 \sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d \geq \frac{1,4}{f_y} b_w d$$

$$\begin{aligned}
 A_{s_{\min}} &\geq \frac{0,25\sqrt{f'c}}{f_y} bw.d = \frac{0,25\sqrt{30}}{500} (200)(289) = 158,29 \text{ mm}^2 \\
 &\geq \frac{1,4}{f_y} bw.d = \frac{1,4}{500} (200)(289) = 161,84 \text{ mm}^2 \\
 A_{s_{\min}} &= 161,84 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Karena $A_{s_{\text{perlu}}} > A_{s_{\min}}$, maka digunakan A_{perlu} untuk perhitungan.

5. Menentukan tulangan utama terpasang

$$A_{\text{tulangan}} = \frac{1}{4} 3,14 D^2 = \frac{1}{4} 3,14 16^2 = 200,96$$

Jumlah tulangan terpasang

$$n_{\text{tul}} = \frac{A_{\text{sperlu}}}{A_{\text{stulangan}}} = \frac{248,7}{200,96} = 1,23 \approx 2 \text{ buah}$$

Digunakan tulangan utama 2D16 dengan $A_s = 401,92 \text{ mm}^2$

Kontrol jarak tulangan :

$$s = \frac{b_w - (2 \times \text{selimut}) - (2 \times D_{\text{senggang}}) - (n D_{\text{tul.utama}})}{n - 1}$$

$$s = \frac{200 - (2 \times 40) - (2 \times 10) - (2 \times 16)}{2 - 1} = 62 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm} \dots (OK)$$

6. Cek jarak tulangan terhadap kontrol retak

$$\text{syarat : } s = 380 \left(\frac{280}{f_s} \right) - 2,5 c_c \text{ dan tidak melebihi } 300 \left(\frac{280}{f_s} \right)$$

Keterangan :

c_c : Jarak terkecil dari permukaan tulangan atau baja prategang ke muka tarik

f_s : tegangan tarik yang dihitung dalam tulangan saat beban layan MPa

$$f_s = \frac{2}{3} f_y = \frac{2}{3} (390) = 260 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned}
 c_c &= 40 \text{ mm (selimut beton)} + 10 \text{ mm (diameter senggang)} \\
 &= 50 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$s = 380 \left(\frac{280}{260} \right) - (2,5 \times 50) = 284,23 \text{ mm}$$

$$300 \left(\frac{280}{f_s} \right) = 300 \left(\frac{280}{260} \right) = 323,076 \text{ mm}$$

Jarak antar tulangan = 62 mm (lebih kecil dari s , OK)

1. Menentukan tulangan geser terpasang

Gaya geser yang dipakai dalam perhitungan adalah gaya geser terfaktor, V_u sejajar d dari muka tumpuan sesuai SNI 2847:2013 pasal 11.1.3.1 Gambar 5.14.

$$V_u = 53,12 \text{ kN } (L = 3200 \text{ mm})$$

$$V_u' = \frac{V_u}{1510} (1510 - d) = \frac{53,12}{1510} (1510 - 289) = 42,95 \text{ kN}$$

$$= 42.95 \text{ N}$$

$$V_c = 0,17 \lambda \sqrt{f_c} b_w d \text{ (SNI 2847:2013 Pasal 11.2.1.1 Pers (11-3))}$$

$$= 0,17 (1) \sqrt{30} (200) (289) = 53.260,54 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 0,75 \times 53.260,54 \text{ N} = 39.945,4 \text{ N}$$

Keterangan :

ϕ : Faktor reduksi geser = 0,75 (SNI 2847:2013 Pasal 9.3.2.3)

$V_u' > \phi V_c$.. (butuh tulangan geser) SNI 2847:2013 Pasal 11.4.7.1

$\phi (V_c + V_s) \geq V_u'$ SNI 2847:2013 Pasal 11.1.1 Pers (11-1)

$$0,75 (53.260,54 + V_s) > 42.510 \text{ N}$$

$$V_s \geq 3419,5 \text{ N}$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \text{ SNI 2847:2013 Pasal 11.4.7.2 Pers (11-15)}$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_y d} = \frac{3419,5}{390(286)} = 0,031 \text{ mm}^2 / \text{mm}$$

Digunakan sengkang dua kaki D10, $A_v = 2 \times (\frac{1}{4} \times \pi \times 10^2)$

$$= 157,08 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{Av}{0,187} = \frac{157,08}{0,031} = 5067 \text{ mm}$$

Jarak sengkang, s , tidak boleh lebih dari:

$$\frac{d}{2} = \frac{286}{2} = 143 \text{ mm} \quad (\text{SNI 2847:2013 pasal 11.4.5.1})$$

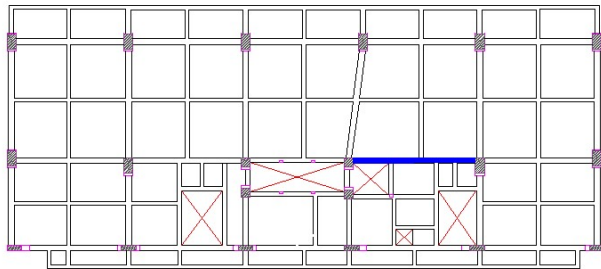
Digunakan sengkang 2D10-100 pada daerah tumpuan dan sengkang 2D10-100 pada daerah lapangan.

“Halaman Ini Sengaja Dikosongkan”

4.7 Perhitungan Struktur Utama

4.7.1 Perhitungan Struktur Balok Induk

Desain balok menggunakan perhitungan manual dan out put SAP2000. Balok yang ditinjau adalah BI (700 mm x 500 mm) seperti yang ditandai biru pada gambar 4.6.



Gambar 4.33 Balok C 5-6 Lantai 2

Desain balok direncanakan sebagai berikut :

$$f_c' = 25 \text{ MPa}$$

$$f_y = 500 \text{ MPa}$$

$$\text{Berat beton} = 2400 \text{ kg/m}^3$$

Luas Tributary area :

$$L_x = 8,7 \text{ meter} ; L_y = 7,76 \text{ meter}$$

$$A_I = 1/2 \times \{8,7 \text{ m} + (8,7 \text{ m} - (4,35 \text{ m} + 4,35 \text{ m}))\} \times 4,35 = 15,81 \text{ m}^2$$

$$A_I = A_{II} ; A_{\text{tot}} = A_I + A_{II} = 31,7 \text{ m}^2$$

1. Cek apakah balok memenuhi definisi komponen struktur lentur

SNI 2847-2013 Pasal 21.5.1 mensyaratkan bahwa komponen struktur lentur SRPMK harus memenuhi hal-hal berikut :

I. Gaya aksial tekan terfaktor pada komponen struktur lentur dibatasi maksimum $0,1 A_g f_c$.

$$\begin{aligned} 0,1 A_g f_c &= 0,1 \times 500 \times 700 \times 25 \text{ MPa} \\ &= 875 \text{ kN} \end{aligned}$$

Berdasarkan SNI 1726 2012 pasal 7.4.2.2 pengaruh beban gempa vertikal :

$$E_v = 0,2 S_{DS} D$$

Gaya aksial tekan akibat kombinasi gaya gempa dan gravitasi adalah,

$$\begin{aligned} \omega_u I_n + 0,2 S_{DS} D &= 47,9 \times 8,7 + 0,2 \times 0,75 \times (14,64 + 8,4) \\ &= 435 \text{ kN} - \text{OK} \end{aligned}$$

II. Bentang bersih komponen struktur tidak boleh kurang dari 4 kali tinggi efektifnya.

Asumsikan hanya satu lapis tulangan positif yang perlu dipasang, selimut beton 40 mm, sengkang menggunakan D10, dan baja tulangan longitudinal yang dipakai adalah D16, maka

$$d_e = 700 \text{ mm} - (40 \text{ mm} + 10 \text{ mm} + 8 \text{ mm}) = 642 \text{ mm}$$

$$l_n / d_e = 8700 / 642 = 13,5 > 4 - \text{OK}$$

III. Perbandingan lebar terhadap tinggi tidak boleh kurang dari 0,3.

$$b = 500 \text{ mm}, h = 700 \text{ mm},$$

$$b/h = 500/700 = 0,7 > 0,3 - \text{OK}$$

IV. Lebar komponen tidak boleh :

a) Kurang dari 250 mm - OK

b) Melebihi lebar struktur pendukung 500 - OK

Perhitungan momen akibat beban gravitasi pada balok menggunakan koefisien momen SNI.

Momen negatif di muka perletakan eksterior:

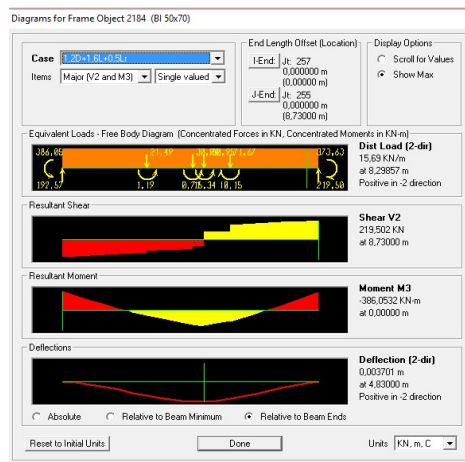
$$M_{u\text{ interior}}^{-} = \frac{\omega_u l_n^2}{11} = \frac{47,9(8,7)^2}{11} = -329,82 \text{ kN} - m$$

Momen positif di tengah bentang:

$$M_{u\text{ midspan}}^{+} = \frac{\omega_u l_n^2}{16} = \frac{47,9(8,7)^2}{16} = 226,75 \text{ kN} - m$$

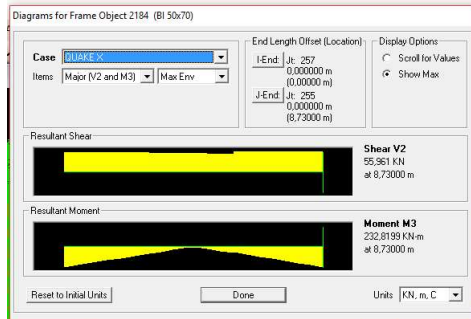
Momen negatif di muka perletakan interior:

$$M_{u\text{ interior}}^{-} = \frac{\omega_u l_n^2}{11} = \frac{47,9(8,7)^2}{11} = -329,82 \text{ kN} - m$$

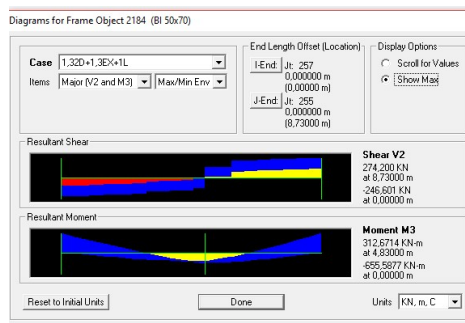


Gambar 4.34 Diagram Out Put Momen Akibat Kombinasi (1,2 D + 1,6 L + 0,5 Lr)

Akibat pembebanan gempa yang menimbulkan goyangan ke arah kanan, di ujung interior terbentuk momen positif 386 kN-m (Out put SAP2000), sementara di ujung interior lain terbentuk momen positif 373 kN-m (Out put SAP2000).



Gambar 4.35 Diagram Out Put Momen Akibat Gempa
Hasil superposisi akibat beban gravitasi dan momen akibat gempa menghasilkan momen-momen seperti gambar dan tabel berikut.



Gambar 4.36 Diagram Out Put Momen Akibat Gempa
(1,32D + 1L + 1,3EX)

Tabel 4.20 Moment Envelope pada Balok Akibat Beban Gravitasi dan Beban Gempa

Kondisi	Lokasi	Arah Goyangan	Mu	Satuan
1	ujung interior -	Kanan	655	KN-m
2	ujung interior -	Kiri	645	KN-m
3	ujung interior tengah +	Kanan	312	KN-m
4	ujung interior tengah +	Kiri	312	KN-m
5	tengah bentang +	kanan kiri	312	KN-m

V. Hitung keperluan baja tulangan untuk menahan lentur.

- Kondisi 1, kolom interior, momen negatif tumpuan, goyangan ke kanan.

$M_u = -655 \text{ kN-m}$

a. Baja tulangan yang dibutuhkan untuk lentur.

Diasumsikan yang terjadi adalah perilaku balok persegi, dan ada 2 lapis tulangan. Diameter tulangan lentur balok dibatasi sehingga dimensi tumpuan (kolom) paralel terhadap tulangan sekurang-kurangnya $20d_b$.

Jadi dalam hal ini, diameter maksimum baja tulangan = $700 \text{ mm} / 20 = 35 \text{ mm}$. Sebagai trial awal, gunakan D19.

Tinggi efektif balok, $d = 700 \text{ mm} - (40 + 10 + 19 + 20) \text{ mm} = 611 \text{ mm}$.

Asumsi awal:

$j = 0,85$ (koefisien lengan momen)

$\phi = 0,8$ (faktor reduksi lentur)

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y j d} = \frac{655 \times 10^6 \text{ N-mm}}{0,8 \times 500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \times 0,85 \times 611 \text{ mm}} = 3152,9 \text{ mm}^2$$

Jenis	Dimensi		jumlah	As(mm2)
	diameter(mm)	luas(mm2)		
22	22	379,94	9	3419,46

Bila spasi bersih antarlapis tulangan diambil 40 mm maka nilai tinaggi efektif d yang baru :

$$d = 700 \text{ mm} - (40+10+22+20) \text{ mm} = 608 \text{ mm}$$

Tinggi blok tegangan tekan ekivalen yang aktual adalah :

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 f_c b} = \frac{3419,46 \text{ mm}^2 \times 500 \text{ MPa}}{0,85 \times 25 \text{ MPa} \times 500 \text{ mm}} = 160,9 \text{ mm}$$

cek momen nominal aktual:

$$\begin{aligned} \phi M_n &= \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 0,8 \times 3419,46 \times 500 \times \left(608 - \frac{160,9}{2} \right) \times 10^{-16} \\ \phi M_n &= 721,56 \text{ kN} - m \end{aligned}$$

b. Cek As minimum.

$$A_{s-\min} = \frac{\sqrt{f_c}}{4 f_y} b_w d = \frac{\sqrt{25}}{4 \times 500} \times 500 \times 608 = 760 \text{ mm}^2$$

Tapi tidak boleh kurang dari :

$$\frac{1,4}{f_y} b_w d = \frac{1,4}{500} \times 500 \times 608 = 851,2 \text{ mm}^2$$

c. Cek rasio tulangan.

$$\rho = \frac{A_s}{b_w d} = \frac{3419,46}{500 \times 608} = 0,0112$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \beta_1 \frac{0,85 f_c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) = 0,85 \times \frac{0,85 \times 25}{500} \left(\frac{600}{600 + 500} \right) \\ &= 0,019 \end{aligned}$$

$$0,75\rho_b = 0,015$$

Batas tulangan maksimum berdasarkan SNI Beton Pasal 21.5.2.1 adalah 0,025.

OK, $\rho < 0,75\rho_b$ dan $\rho < 0,025$. Syarat tulangan maksimum terpenuhi.

d. Cek apakah penampang tension-controlled?

$$d_t = 700 \text{ mm} - (40 + 10 + 22/2) \text{ mm} = 639 \text{ mm}$$

$$\frac{a}{d_t} = \frac{160,9}{639} = 0,25$$

$$\frac{a_{tcl}}{d_t} = 0,375 \beta_1 = 0,375 \times 0,85 = 0,31875$$

OK, $a/d_t < a_{tcl}/d_t$. Desain tulangan under reinforced.

e. reinforcement:

Menggunakan 9 baja tulangan D22, dipasang 2 lapis dengan spasi bersih antar lapis 40 mm ($>25\text{mm}$).

OK, syarat spasi bersih minimum antartulangan dan antarlapis terpenuhi.

- Kondisi 2, kolom interior, momen negatif tumpuan, goyangan ke kiri.

Kebetulan detailing penampang sama dengan kondisi 1. Diperlukan 9D22 untuk memikul $M_u = -645 \text{ kN-m}$

- Kondisi 3, kolom interior, momen positif tumpuan, goyangan ke kanan.

$$M_u = \phi M_n (\text{kondisi 1}) / 2 = 360,78 \text{ kN-m}$$

SNI Beton Pasal 21.5.2.2 mensyaratkan:

$$M_u = 1/2 \phi M_{n \text{ interior}} = 360,78 \text{ kN-m} \geq 312 \text{ kN-m}$$

OK, gunakan momen lentur hasil hitungan kapasitas penampang.

a. Baja tulangan yang dibutuhkan untuk lentur.

Diasumsikan yang terjadi adalah perilaku balok persegi, dan ada 1 lapis tulangan. Diameter tulangan lentur balok dibatasi sehingga dimensi tumpuan (kolom) paralel terhadap tulangan sekurang-kurangnya $20d_b$.

Jadi dalam hal ini, diameter maksimum baja tulangan = $700 \text{ mm} / 20 = 35 \text{ mm}$. Sebagai trial awal, gunakan D19.

Tinggi efektif balok, $d = 700 \text{ mm} - (40 + 10 + 19 + 20) \text{ mm} = 611 \text{ mm}$.

Asumsi awal:

$j = 0,85$ (koefisien lengan momen)

$\phi = 0,8$ (faktor reduksi lentur)

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y j d} = \frac{360,78 \times 10^6 \text{ N} - \text{mm}}{0,8 \times 500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \times 0,85 \times 611 \text{ mm}} = 1736,7 \text{ mm}^2$$

Jenis	Dimensi		jumlah	As(mm ²)
	diameter(mm)	luas(mm ²)		
22	22	379,94	5	1899,7

Bila spasi bersih antarlapis tulangan diambil 40 mm maka nilai tinaggi efektif d yang baru :

$d = 700 \text{ mm} - (40 + 10 + 22 + 20) \text{ mm} = 605 \text{ mm}$

Tinggi blok tegangan tekan ekivalen yang aktual adalah :

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 f_c b} = \frac{1899,7 \text{ mm}^2 \times 500 \text{ MPa}}{0,85 \times 25 \text{ MPa} \times 500 \text{ mm}} = 89,4 \text{ mm}$$

cek momen nominal aktual:

$$\phi M_n = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$= 0,8 \times 1899,7 \times 500 \times \left(608 - \frac{89,4}{2} \right) \times 10^{-16}$$

$$\phi M_n = 428,04 \text{ kN} - \text{m}$$

b. Cek As minimum.

$$A_{s-\min} = \frac{\sqrt{f_c}}{4f_y} b_w d = \frac{\sqrt{25}}{4 \times 500} \times 500 \times 608 = 760 \text{ mm}^2$$

Tapi tidak boleh kurang dari :

$$\frac{1,4}{f_y} b_w d = \frac{1,4}{500} \times 500 \times 608 = 851,2 \text{ mm}^2$$

c. Cek rasio tulangan.

$$\rho = \frac{A_s}{b_w d} = \frac{1899,7}{500 \times 608} = 0,006$$

$$\rho_b = \beta_1 \frac{0,85 f_c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) = 0,85 \times \frac{0,85 \times 25}{500} \left(\frac{600}{600 + 500} \right) = 0,0197$$

$$0,75 \rho_b = 0,015$$

Batas tulangan maksimum berdasarkan SNI Beton Pasal 21.5.2.1 adalah 0,025.

OK, $\rho < 0,75 \rho_b$ dan $\rho < 0,025$. Syarat tulangan maksimum terpenuhi.

d. Cek apakah penampang tension-controlled?

$$d_t = 700 \text{ mm} - (40 + 10 + 22/2) \text{ mm} = 639 \text{ mm}$$

$$\frac{a}{d_t} = \frac{89,4}{639} = 0,1399$$

$$\frac{a_{tcl}}{d_t} = 0,375 \beta_1 = 0,375 \times 0,85 = 0,31875$$

OK, $a/d_t < a_{tcl}/d_t$. Desain tulangan under reindforced.

e. reinforcement:

Menggunakan 5 baja tulangan D22, dipasang 1 lapis.

OK, syarat spasi bersih minimum antar tulangan dan antar lapis terpenuhi.

- Kondisi 4, kolom interior, momen positif tumpuan, goyangan ke kiri.

Kebetulan detailing penampang sama dengan kondisi 3. Diperlukan 5D22 untuk memikul $M_u = 344,528 \text{ kN-m}$

- Kondisi 5, tengah bentang, momen positif tumpuan, goyangan ke kanan dan kiri.

$M_u = 312 \text{ kN-m}$

SNI Beton Pasal 21.5.2.2 mensyaratkan:

$M_u = 312 \text{ kN-m} \geq 1/4 \phi M_{n \text{ interior}} = 163,75 \text{ kN-m}$

OK, gunakan momen lentur hasil hitungan analisis struktur

a. Baja tulangan yang dibutuhkan untuk lentur.

Diasumsikan yang terjadi adalah perilaku balok persegi, dan ada 1 lapis tulangan. Diameter tulangan lentur balok dibatasi sehingga dimensi tumpuan (kolom) paralel terhadap tulangan sekurang-kurangnya $20d_b$.

Jadi dalam hal ini, diameter maksimum baja tulangan = $700 \text{ mm} / 20 \text{ mm} = 35 \text{ mm}$. Sebagai trial awal, gunakan D19.

Tinggi efektif balok, $d = 700 \text{ mm} - (40 + 10 + 19 + 20) \text{ mm} = 611 \text{ mm}$.

Asumsi awal:

$j = 0,85$ (koefisien lengan momen)

$\phi = 0,8$ (faktor reduksi lentur)

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y j d} = \frac{312 \times 10^6 \text{ N-mm}}{0,8 \times 500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \times 0,85 \times 611 \text{ mm}} = 1501,88 \text{ mm}^2$$

Jenis	Dimensi	jumlah	As(mm2)
-------	---------	--------	---------

D	diameter(mm)	luas(mm ²)		
22	22	379,94	4	1519,76

Bila spasi bersih antarlapis tulangan diambil 40 mm maka nilai tinaggi efektif d yang baru :

$$d = 700 \text{ mm} - (40+10+22+20) \text{ mm} = 608 \text{ mm}$$

Tinggi blok tegangan tekan ekivalen yang aktual adalah :

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 f_c b} = \frac{1519,76 \text{ mm}^2 \times 500 \text{ MPa}}{0,85 \times 25 \text{ MPa} \times 500 \text{ mm}} = 71,52 \text{ mm}$$

cek momen nominal aktual:

$$\begin{aligned} \phi M_n &= \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 0,8 \times 1519,76 \times 500 \times \left(608 - \frac{71,52}{2} \right) \times 10^{-16} \end{aligned}$$

$$\phi M_n = 347,868 \text{ kN} - \text{m}$$

b. Cek A_s minimum.

$$A_{s-\min} = \frac{\sqrt{f_c}}{4 f_y} b_w d = \frac{\sqrt{25}}{4 \times 500} \times 500 \times 608 = 760 \text{ mm}^2$$

Tapi tidak boleh kurang dari :

$$\frac{1,4}{f_y} b_w d = \frac{1,4}{500} \times 500 \times 608 = 851,2 \text{ mm}^2$$

c. Cek rasio tulangan.

$$\rho = \frac{A_s}{b_w d} = \frac{1519,76}{500 \times 608} = 0,005$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \beta_1 \frac{0,85 f_c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) = 0,85 \times \frac{0,85 \times 25}{500} \left(\frac{600}{600 + 500} \right) \\ &= 0,0197 \end{aligned}$$

$$0,75 \rho_b = 0,015$$

Batas tulangan maksimum berdasarkan SNI Beton Pasal 21.5.2.1 adalah 0,025.

OK, $\rho < 0,75\rho_b$ dan $\rho < 0,025$. Syarat tulangan maksimum terpenuhi.

d. Cek apakah penampang tension-controlled?

$$d_t = 700 \text{ mm} - (40 + 10 + 22/2) \text{ mm} = 639 \text{ mm}$$

$$\frac{a}{d_t} = \frac{71,52}{639} = 0,1119$$

$$\frac{a_{tcl}}{d_t} = 0,375 \beta_1 = 0,375 \times 0,85 = 0,31875$$

OK, $a/d_t < a_{tcl}/d_t$. Desain tulangan under reindforced.

e. reinforcement:

Menggunakan 4 baja tulangan D22, dipasang 1 lapis.

OK, syarat spasi bersih minimum antartulangan dan antarlapis terpenuhi.

VI. Kapasitas minimum momen positif dan momen negatif.

SNI Beton Pasal 21.5.2.1 mensyaratkan:

Menghasruskan sekurang-kurangnya ada dua batang tulangan atas dan dua batang tulangan bawah yang dipasang secara menerus.

$$M_u = 1/4 \text{ } \phi M_n \text{ terbesar} = 163,75 \text{ kN-m}$$

a. Baja tulangan yang dibutuhkan untuk lentur.

Untuk memenuhi persyaratan kuat momen nrgatif di tengah bentang, tiga buah tulangan atas D22 akan dibuat menerus di tengah bentang.

Jenis	Dimensi		jumlah	As(mm2)
	diameter(mm)	luas(mm2)		
22	22	379,94	3	1139,82

Bila spasi bersih antarlapis tulangan diambil 40 mm maka nilai tinaggi efektif d yang baru :

$$d = 700 \text{ mm} - (40 + 10 + 11) \text{ mm} = 639 \text{ mm}$$

Tinggi blok tegangan tekan ekivalen yang aktual adalah :

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 f_c b} = \frac{1139,82 \text{ mm}^2 \times 500 \text{ MPa}}{0,85 \times 25 \text{ MPa} \times 500 \text{ mm}} = 53,64 \text{ mm}$$

cek momen nominal aktual:

$$\begin{aligned}\phi M_n &= \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 0,8 \times 1139,82 \times 500 \times \left(639 - \frac{53,64}{2} \right) \times 10^{-16}\end{aligned}$$

$$\phi M_n = 279,11 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

b. Cek A_s minimum.

$$A_{s-\min} = \frac{\sqrt{f_c}}{4 f_y} b_w d = \frac{\sqrt{25}}{4 \times 500} \times 500 \times 639 = 798,75 \text{ mm}^2$$

Tapi tidak boleh kurang dari :

$$\frac{1,4}{f_y} b_w d = \frac{1,4}{500} \times 500 \times 639 = 894,6 \text{ mm}^2$$

c. Cek rasio tulangan.

$$\rho = \frac{A_s}{b_w d} = \frac{1139,82}{500 \times 639} = 0,00356$$

$$\begin{aligned}\rho_b &= \beta_1 \frac{0,85 f_c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) = 0,85 \times \frac{25}{500} \left(\frac{600}{600 + 500} \right) \\ &= 0,0197\end{aligned}$$

$$0,75 \rho_b = 0,0147$$

Batas tulangan maksimum berdasarkan SNI Beton Pasal 21.5.2.1 adalah 0,025.

OK, $\rho < 0,75 \rho_b$ dan $\rho < 0,025$. Syarat tulangan maksimum terpenuhi.

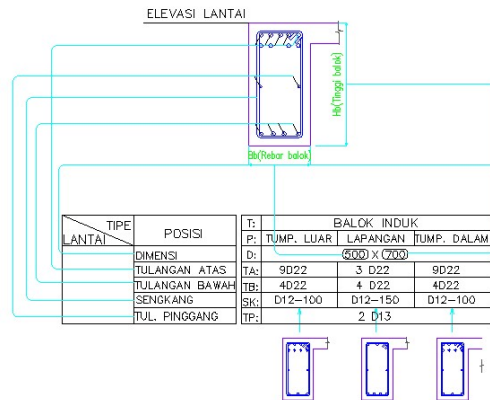
d. Cek apakah penampang tension-controlled?

$$d_t = 700 \text{ mm} - (40 + 10 + 22/2) \text{ mm} = 639 \text{ mm}$$

$$\frac{a}{d_t} = \frac{53,64}{639} = 0,084$$

$$\frac{a_{tcl}}{d_t} = 0,375 \beta_1 = 0,375 \times 0,85 = 0,31875$$

OK, $a/d_t < a_{tc}/d_t$. Desain tulangan under reinforced.



Gambar 4.37 Sketsa Penulangan Penampang-Penampang Balok

VII. Hitung Probable Moment Capacities (M_{pr})

a. Kapasitas momen ujung-ujung balok bila struktur bergoyang ke kanan.

kondisi 1:

$$a_{pr-1} = \frac{1,25A_s f_y}{0,85f_c b} = \frac{1,25 \times 3419,46 \times 500}{0,85 \times 25 \times 500} = 201,145 \text{ mm}$$

$$M_{pr-1} = 1,25A_s f_y \left(d - \frac{a_{pr-1}}{2} \right)$$

$$M_{pr-1} = 1,25 \times 3419,46 \times 500 \times \left(608 - \frac{201,145}{2} \right) \times 10^{-16}$$

$$M_{pr-1} = 1084,45 \text{ kN} - \text{m}$$

Searah jarum jam di muka kolom interior.

kondisi 3:

$$a_{pr-3} = \frac{1,25A_s f_y}{0,85 f_c b} = \frac{1,25 \times 1899,7 \times 500}{0,85 \times 25 \times 500} = 111,7 \text{ mm}$$

$$M_{pr-3} = 1,25A_s f_y \left(d - \frac{a_{pr-1}}{2} \right)$$

$$M_{pr-3} = 1,25 \times 1899,7 \times 500 \times \left(608 - \frac{111,7}{2} \right) \times 10^{-16}$$

$$M_{pr-3} = 655,5 \text{ kN} - m$$

Searah jarum jam di muka kolom interior.

b. Kapasitas momen ujung-ujung balok bila struktur bergoyang ke kiri.

kondisi 2:

$$a_{pr-1} = \frac{1,25A_s f_y}{0,85 f_c b} = \frac{1,25 \times 3419,46 \times 500}{0,85 \times 25 \times 500} = 201,145 \text{ mm}$$

$$M_{pr-1} = 1,25A_s f_y \left(d - \frac{a_{pr-1}}{2} \right)$$

$$M_{pr-1} = 1,25 \times 3419,46 \times 500 \times \left(608 - \frac{201,145}{2} \right) \times 10^{-16}$$

$$M_{pr-1} = 1084,45 \text{ kN} - m$$

Berlawanan arah jarum jam di muka kolom interior.

kondisi 4:

$$a_{pr-3} = \frac{1,25A_s f_y}{0,85 f_c b} = \frac{1,25 \times 1899,7 \times 500}{0,85 \times 25 \times 500} = 111,7 \text{ mm}$$

$$M_{pr-3} = 1,25A_s f_y \left(d - \frac{a_{pr-1}}{2} \right)$$

$$M_{pr-3} = 1,25 \times 1899,7 \times 500 \times \left(608 - \frac{111,7}{2} \right) \times 10^{-16}$$

$$M_{pr-3} = 655,5 \text{ kN} - m$$

Berlawanan arah jarum jam di muka kolom interior.

VIII. Diagram gaya geser

Reaksi geser di ujung kanan dan kiri balok akibat gravitasi yang bekerja pada struktur:

$$\omega_u = 1,2 D + 1 L = 1,2(15,17+8,4) + 1(19,6) = 47,9 \text{ kN/m}$$

$$V_g = \frac{\omega_u l_n}{2} = \frac{4,9 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \times 8,7 \text{ m}}{2} = 208,5 \text{ kN}$$

a. Strukur bergoyang kekanan.

$$V_{\text{sway-ka}} = \frac{M_{pr-1} + M_{pr-3}}{l_n} = \frac{1084,45 + 655,5}{8,7} = 200 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{Total reaksi geser di ujung kiri balok} &= 208,5 \text{ kN} - 200 \text{ kN} \\ &= 8,5 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Total reaksi geser di ujung kanan balok} &= 208,5 \text{ kN} + 200 \text{ kN} \\ &= 408,5 \text{ kN} \end{aligned}$$

b. Strukur bergoyang kekiri.

$$V_{\text{sway}} = \frac{M_{pr-1} + M_{pr-3}}{l_n} = \frac{1084,45 + 655,5}{8,7} = 200 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{Total reaksi geser di ujung kiri balok} &= 208,5 \text{ kN} - 200 \text{ kN} \\ &= 8,5 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Total reaksi geser di ujung kanan balok} &= 208,5 \text{ kN} + 200 \text{ kN} \\ &= 408,5 \text{ kN} \end{aligned}$$

Tabel 4.21 Gaya geser di muka kolom interior

Arah gerakan gempa	Vsway	exterior reaction		interior reaction	
		Vu	1/2Vu	Vu	1/2Vu
	KN	KN	KN	KN	KN
kanan	200	8,5	4,25	408,5	204,25
kiri	200	408,5	204,25	8,5	4,25

a. Kondisi $V_{sway} > 1/2 V_u$

b. Gaya tekan aksial terfaktor akibat gempa dan gravitasi $< A_g f_c / 20$

$$A_g f_c / 20 = 0,1 \times 500 \times 700 \times 25 \text{ MPa} / 20 = 437,5 \text{ kN}$$

Berdasarkan SNI 1726 2012 pasal 7.4.2.2 pengaruh beban gempa vertikal :

$$E_v = 0,2 S_{DS} D$$

Gaya aksial tekan akibat kombinasi gaya gempa dan gravitasi adalah,

$$\begin{aligned} \omega_u I_n + 0,2 S_{DS} D &= 47,9 \times 8,7 + 0,2 \times 0,75 \times (15,17 + 8,4) \\ &= 420,3 \text{ kN} - \text{OK} \end{aligned}$$

- Muka kolom interior kiri

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{408,5 \text{ kN}}{0,75} - 0 = 544,684 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} V_{s-max} &= \frac{2\sqrt{f_c}}{3} \times b_w d = \frac{2\sqrt{25}}{3} \times 500 \times 608 \times 10^{-3} \\ &= 1013,3 \text{ kN} \end{aligned}$$

Ok, $V_s = 544,684 \text{ kN} < 1013,3 \text{ kN}$. Syarat V_s maksimum terpenuhi.

$$s = \frac{A_v f_y d}{V_s}$$

jenis	Dimensi		Jumlah	Av(mm2)	s(mm)
	diameter(mm)	luas(mm2)			
12	12	113,04	2	226	126

Gunakan $s = 100$ mm

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} = \frac{226 \times 500 \times 608}{100 \times 1000} = 687,28 \text{ kN}$$

Jadi gunakan sengkang 2 kaki D12 dengan spasi 100 mm.

- Muka kolom interior kanan

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{408,5 \text{ kN}}{0,75} - 0 = 544,684 \text{ kN}$$

$$V_{s-max} = \frac{2\sqrt{f_c}}{3} \times b_w d = \frac{2\sqrt{25}}{3} \times 500 \times 608 \times 10^{-3} \\ = 1013,3 \text{ kN}$$

Ok, $V_s = 544,684 \text{ kN} < 1013,3 \text{ kN}$. Syarat V_s maksimum terpenuhi.

$$s = \frac{A_v f_y d}{V_s}$$

jenis	Dimensi		Jumlah	Av(mm2)	s(mm)
	diameter(mm)	luas(mm2)			
12	12	113,04	2	226	126

Gunakan $s = 100$ mm

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} = \frac{226 \times 500 \times 608}{100 \times 1000} = 687,28 \text{ kN}$$

Jadi gunakan sengkang 2 kaki D12 dengan spasi 100 mm.

- Ujung zona sendi plastis:

Gaya geser maksimum, V_u di ujung zona sendi plastis, yaitu $= 2h$
 $= 1400$ mm dari muka kolom, adalah $408,5 \text{ kN} - (1,4 \text{ m} \times 47,9$

kN/m) = 341,4 kN. Dizona ini kontribusi V_c dapat diperhitungkan, yaitu:

$$V_c = \frac{\sqrt{f_c}}{6} b_w d = \frac{\sqrt{f_c}}{6 \times 100} \times 500 \times 608 = 253,3 \text{ kN}$$

$$V_s = \frac{341,4}{0,75} - 253,3 = 201,87 \text{ kN}$$

$$s = \frac{A_v f_y d}{V_s}$$

jenis	Dimensi				
	diameter(mm)	luas(mm ²)			
D			jumlah	$A_v(\text{mm}^2)$	$s(\text{mm})$
12	12	113,04	2	226	340

Gunakan $s = 250 \text{ mm}$

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} = \frac{226 \times 500 \times 608}{250 \times 1000} = 274,9 \text{ kN}$$

Jadi gunakan sengkang 2 kaki D12 dengan spasi 250 mm.

SNI Pasal 21.5.3.1: Diperlukan hoops (sengkang tertutup) di sepanjang jarak $2h$ dari sisi (muka) kolom terdekat.

$$2h = 2 \times 700 = 1400 \text{ mm}$$

SNI Pasal 21.5.3.2 : Hoop pertama dipasang pada jarak 50 mm dari muka kolom terdekat, dan yang berikutnya dipasang dengan spasi terkecil antara:

- i. $d/4 = 608/4 = 152 \text{ mm}$
- ii. $6 \times D \text{ terbesar} = 6 \times 22 = 132 \text{ mm}$
- iii. 150 mm

Tapi tidak perlu kurang dari 100 mm. Dengan demikian, tulangan sengkang di daerah plastis menggunakan sengkang tertutup 2 kaki D12 yang dipasang dengan spasi 150 mm.

SNI Pasal 21.5.3.4: Spasi maksimum tulangan geser di sepanjang balok SRPMK adalah $d/2$.

$$s_{\max} = d/2 = 605/2 = 302,5 \text{ mm}$$

OK, dari hasil perhitungan di atas, untuk bentang di luar zona sendi plastis, gunakan sengkang 2 kaki D12 dengan spasi 150.

X.Lap splicing untuk bentang menerus.

SNIPasal 21.5.2.1: Sedikitnya harus ada 2 buah baja tulangan yang dibuat kontinu di bagian atas dan bagian bawah penampang. Tulangan 3D22 terpasang menerus di atas dan bawah penampang. Berdasarkan SNI Beton Pasal 21.7.5.2, nilai panjang penyaluran ini tidak boleh kurang dari:

$$l_d = 48d_b = 48 \times 22 = 1056 \text{ mm}$$

SNI Pasal 21.5.2.3: Baja tulangan yang disalurkan harus diikat dengan hoops yang dipasang dengan spasi maksimum, yaitu yang terkecil diantara $d/4$ dan 100 mm.

$$d/4 = (700 - (40 + 10 + 22/2))/4 = 159,75 \text{ mm}$$

Jadi, spasi hoops di daerah penyambungan lewat tulangan = 100 mm.

Tabel 4.22 Rangkuman Perhitungan Pemeriksaan Ulang Kapasitas Momen Penampang di Zona Sendi Plastis

Case	Lokasi	Arah Gempa	Mu	Reinf	As	de	ØMn
			kn-m		mm ²	mm	kn-m

1	Interior end negatif	kanan	655	9 D22	3419,46	608	721,56
2	interior end negatif	kiri	655	9 D22	3419,46	608	721,56
3	interior end positif	kanan	312	5 D22	1899,7	608	428,04
4	Interior end positif	kiri	312	5 D22	1899,7	608	428,04

XI.Cut-off points.

Tulangan perlu untuk momen negatif balok dapat dipotong di titik-titik di mana tulangan sudah tidak diperlukan lagi dengan 3 tulangan menerus D22.

a. Tulangan negatif di muka kolom interior kanan

jenis	Dimensi		jumlah	Av(mm2)
D	diameter(mm)	luas(mm2)		
22	22	379,94	3	1139,82

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 f_c b} = \frac{1139,82 \text{ mm}^2 \times 500 \text{ MPa}}{0,85 \times 25 \text{ MPa} \times 500 \text{ mm}} = 107,27 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 0,8 \times 1139,82 \times 500 \times \left(605 - \frac{107,27}{2} \right) \times 10^{-16} \end{aligned}$$

$$\phi M_n = 264,175 \text{ kN} - \text{m}$$

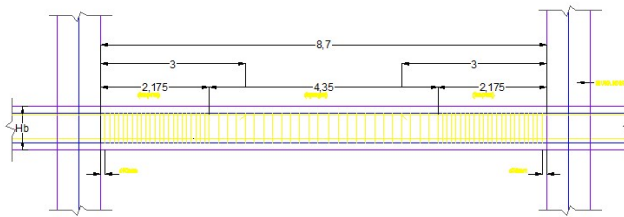
$$\begin{aligned}
 & \omega_u x(1/2x) - V_{u \text{ interior}} x + (M_{n \text{ pr kanan}} - M_{n \text{ tul.menerus}}) \\
 & = 59,72 x (1/2x) - 389,27x + (1037,557 - 264,17) \\
 & = 29,8 x^2 - 389,27x + 773,38
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 x &= \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a} \\
 &= \frac{-389,27 \pm \sqrt{(389,27)^2 - 4(29,8)(773,38)}}{2(29,8)} \\
 &= 2,4m
 \end{aligned}$$

SNI Beton Pasal 12.12.3 mengharuskan tulangan 9D22 harus ditanam sepanjang yang terbesar diantara :

1. 2400 mm + 608 mm = 3000 mm,
2. 2400 mm + (12 x 25) = 2700 mm,
3. $l_d = 1400$ mm
4. 2400 mm + $l_n/16 = 2400 + 8700/16 = 2900$ mm

Dengan demikian, tulangan 9D22 dipasang sejauh 3 m dari muka kolom interior.



Gambar 4.38 Penampang melintang balok

- Kontrol Balok Induk
 1. Gaya aksial tekan terjadi memenuhi syarat yaitu tidak lebih dari 875 kN

2. Momen yang terjadi pada tumpuan balok 655 kN-m dan lapangan 312 kN-m, sedangkan perhitungan tulangan 9D22 pada tumpuan mampu menahan hingga 721 kN-m dan pada lapangan 4D22 mampu menahan 347 kN-m.

• Perhitungan Struktur Balok Anak

Perhitungan ini dibuat berdasarkan momen lentur dan gaya geser hasil analisis struktur.

Data Perencanaan

Beton $f'_c = 30$ MPa

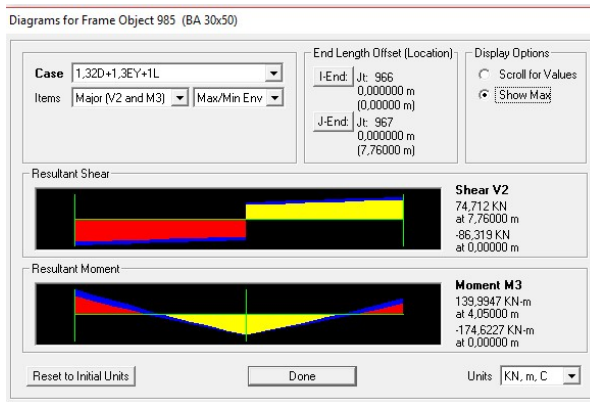
Tulangan $f_y = 500$ MPa

Tul. utama : D19

Senggang : D10

Dimensi : 300 mm x 500 mm

$$d = h - \text{selimut} - D_{\text{senggang}} - \frac{D_{\text{tul.utama}}}{2} = 500 - 40 - 10 - \frac{19}{2} = 440,5 \text{ mm}$$



Gambar 4.39 Diagram Out Put Momen Akibat Kombinasi (1,32D + 1L + 1,3EY)

Tumpuan

1. Menghitung kebutuhan tulangan awal

$$A_s \geq \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)} \cong \frac{M_u}{\phi f_y (jd)}$$

Untuk daerah momen negatif, lengan momen lentur tulangan, jd , dapat diasumsikan sebesar $0,9d$ (MacGregor,2009). Penampang juga diasumsikan dalam keadaan *tension controlled* ($\phi = 0,9$)

$$A_s \geq \frac{M_u}{\phi f_y (0,9d)}$$

$$A_s \geq \frac{174,6 \times 10^6}{0,9(500)(0,9 \times 440,5)}$$

$$A_s \geq 978,68 \text{ mm}^2$$

2. Kontrol kondisi penampang

$$b = L/4 = 7760/4 = 1940 \text{ mm}$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b} = \frac{(978,68)(500)}{0,85(30)(1940)} = 9,89 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{9,89}{0,84} = 11,77 \text{ mm}$$

$$\frac{3}{8} d_t = \frac{3}{8} (440,5) = 165,188 \text{ mm}$$

$$c \leq 3/8 d_t \dots \text{ (tension controlled, asumsi awal benar)}$$

3. Menentukan kebutuhan tulangan terpasang

$$A_{s \text{ perlu}} \geq \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)}$$

$$A_{s \text{ perlu}} \geq \frac{174,6 \times 10^6}{(0,9)(500) \left(440 - \frac{9,89}{2} \right)} = 891,8 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ perlu}} \geq 891,8 \text{ mm}^2$$

4. Cek syarat kebutuhan tulangan minimum

Kebutuhan tulangan minimum ditetapkan berdasarkan SNI 2847-2013 pasal 10.5.1.

$$\text{syarat : } A_{s\min} = \frac{0,25\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d \geq \frac{1,4}{f_y} b_w d$$

$$A_{s\min} \geq \frac{0,25\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d = \frac{0,25\sqrt{30}}{500} (300)(440,5) = 3619 \text{ mm}^2$$

$$\geq \frac{1,4}{f_y} b_w d = \frac{1,4}{500} (300)(440,5) = 370 \text{ mm}^2$$

$$A_{s\min} = 370 \text{ mm}^2$$

Karena $A_{sperlu} > A_{s\min}$, maka digunakan A_{sperlu} untuk perhitungan.

5. Menentukan tulangan utama terpasang

$$A_{tulangan} = \frac{1}{4} \pi D^2 = \frac{1}{4} \pi 19^2 = 283,529 \text{ mm}^2$$

Jumlah tulangan terpasang

$$n_{tul} = \frac{A_{sperlu}}{A_{stulangan}} = \frac{891,8}{283,529} = 3,145 \approx 4 \text{ buah}$$

Digunakan tulangan utama 4 D19 dengan $A_s = 1134,1 \text{ mm}^2$

Kontrol jarak tulangan :

$$s = \frac{b_w - (2 \times \text{selimut}) - (2 \times D_{sengkan}) - (n D_{tul. utama})}{n - 1}$$

$$s = \frac{300 - (2 \times 40) - (2 \times 10) - (4 \times 19)}{4 - 1} = 41,3 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm} \dots (\text{OK})$$

Lapangan

1. Menghitung kebutuhan tulangan awal

$$A_s \geq \frac{M_u}{\phi f_y (0,9d)}$$

$$A_s \geq \frac{140 \times 10^6}{0,9(500)(0,9 \times 440,5)}$$

$$A_s \geq 784,7 \text{ mm}^2$$

2. Kontrol kondisi penampang

$$b = L/4 = 7760/4 = 1940$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b} = \frac{(784,7)(500)}{0,85(30)(1940)} = 7,93 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{7,93}{0,84} = 9,4 \text{ mm}$$

$$\frac{3}{8} d_t = \frac{3}{8} (440,5) = 165,188 \text{ mm}$$

$$c \leq 3/8 d_t \dots (\text{tension controlled, asumsi awal benar})$$

3. Menentukan kebutuhan tulangan terpasang

$$A_{s \text{ perlu}} \geq \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)}$$

$$A_{s \text{ perlu}} \geq \frac{140 \times 10^6}{(0,9)(500) \left(440,5 - \frac{7,93}{2} \right)} = 712,68 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ perlu}} \geq 712,68 \text{ mm}^2$$

4. Cek syarat kebutuhan tulangan minimum

Kebutuhan tulangan minimum ditetapkan berdasarkan SNI 2847-2013 pasal 10.5.1.

$$\text{syarat : } A_{s \text{ min}} = \frac{0,25 \sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d \geq \frac{1,4}{f_y} b_w d$$

$$A_{s \text{ min}} \geq \frac{0,25 \sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d = \frac{0,25 \sqrt{30}}{500} (300)(440,5) = 361,9 \text{ mm}^2$$

$$\geq \frac{1,4}{f_y} b_w d = \frac{1,4}{500} (300)(440,5) = 370 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 370 \text{ mm}^2$$

Karena $A_{s \text{ perlu}} > A_{s \text{ min}}$, maka digunakan $A_{s \text{ perlu}}$ untuk perhitungan.

5. Menentukan tulangan utama terpasang

$$A_{tulangan} = \frac{1}{4} \pi D^2 = \frac{1}{4} \pi 19^2 = 283,529 \text{ mm}^2$$

Jumlah tulangan terpasang

$$n_{tul} = \frac{A_{sperlu}}{A_{stulangan}} = \frac{712,68}{283,529} = 2,5 \approx 3 \text{ buah}$$

Digunakan tulangan utama 3 D19 dengan $A_s = 850,587 \text{ mm}^2$

Kontrol jarak tulangan :

$$s = \frac{b_w - (2 \times \text{selimut}) - (2 \times D_{senggang}) - (n D_{tul.utama})}{n - 1}$$

$$s = \frac{300 - (2 \times 40) - (2 \times 10) - (3 \times 19)}{3 - 1} = 71,5 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm} \dots (\text{OK})$$

8. Menentukan tulangan geser terpasang

$$V_u = 86,3 \text{ kN}$$

$$V_c = 0,17 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d \quad (\text{SNI 2847:2013 Pasal 11.2.1.1 Pers (11-3)})$$

$$= 0,17(1) \sqrt{30}(300)(440,5) = 123.048,6 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 0,75 \times 123.048,6 \text{ N} = 92.286,45 \text{ N}$$

Keterangan :

ϕ : Faktor reduksi geser = 0,75 (SNI 2847:2013 Pasal 9.3.2.3)

$V_u < \phi V_c$.. (tidak butuh tulangan geser) SNI 2847:2013 Pasal 11.4.7.1

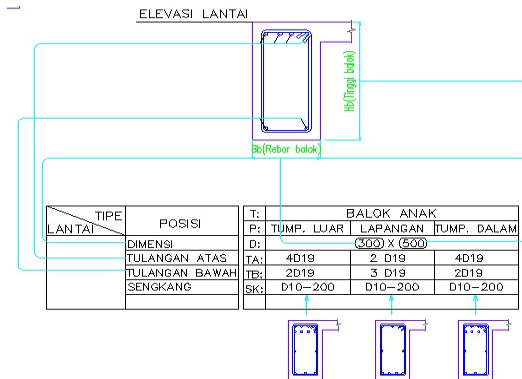
Digunakan sengkang dua kaki D10, $A_v = 2 \times (\frac{1}{4} \times \pi \times 10^2)$
 $= 157,08 \text{ mm}^2$

$$s = \frac{A_v}{0,187} = \frac{157,08}{0,187} = 840 \text{ mm}$$

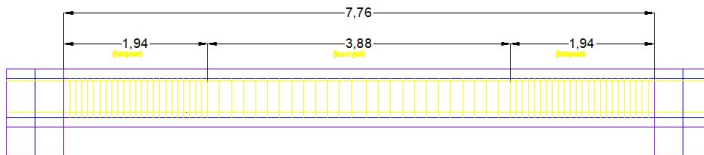
Jarak sengkang, s , tidak boleh lebih dari:

$$\frac{d}{2} = \frac{440,5}{2} = 220,25 \text{ mm} \quad (\text{SNI 2847:2013 pasal 11.4.5.1})$$

Digunakan sengkang 2D10-200 pada daerah tumpuan dan sengkang 2D10-200 pada daerah lapangan.



Gambar 4.40 Sketsa Penulangan Penampang-Penampang Balok



Gambar 4.41 Rencana Penulangan Balok Anak

- Kontrol Balok Induk
 1. Gaya aksial tekan terjadi memenuhi syarat yaitu tidak lebih dari 375 kN
 2. Momen yang terjadi pada tumpuan balok 160 kN-m dan lapangan 171 kN-m, sedangkan perhitungan tulangan 4D19 pada tumpuan mampu menahan hingga 163 kN-m dan pada lapangan 5D19 mampu menahan 200 kN-m.

4.7.2 Perencanaan Tie Beam

Perencanaan *tie beam* (balok pengikat) meliputi penulangan utama dan geser/senggang. Balok pengikat yang didesain dan ditempatkan pada dasar kolom-kolom struktur berfungsi untuk menyeragamkan penurunan yang terjadi pada struktur tersebut dan untuk mengantisipasi tarikan atau tekanan yang terjadi pada kolom yang bergoyang. Perancangan penulangan balok mengacu pada SNI 2847:2013 pasal 21.1.3 – 21.1.7 mengenai ketentuan khusus untuk perencanaan gempa.

1. Data Desain *Tie Beam* sebagai berikut:

- a. Mutu beton, f'_c = 30 MPa
- b. Dimensi *tie beam* = 500 x 700 mm
- c. Bentang balok (L) = 7800 mm
- d. Bentang bersih balok (L_n) = 6950 mm
- e. Diameter tulangan lentur = 22 mm , $f_y = 500$ MPa
- f. Diameter tulangan geser = 13 mm , $f_y = 240$ MPa
- g. Diameter tulangan torsi = 16 mm , $f_y = 240$ Mpa

• Cek Syarat Komponen Struktur Penahan Gempa

Bentang bersih komponen struktur tidak boleh kurang dari 4 kali tinggi efektifnya (SNI 2847:2013 pasal 21.5.2):

1. $L_n = 7800 - (850/2 + 850/2)$
 $L_n = 6950$ mm
2. $d = 700 - 40 - 13 - (22/2) = 636$ mm
3. $4d = 4 (636) = 2544$ mm
4. $L_n > 4d \rightarrow$ memenuhi syarat
5. Lebar komponen tidak boleh kurang dari 0,3 h dan 250 mm (SNI 2847:2013 pasal 21.5.3)
 $b/h = 500/700 = 0,66$ (memenuhi syarat)

• Penulangan Torsi Tie Beam

Dari analisa menggunakan program bantu SAP2000, didapatkan gaya dalam terfaktor sebagai berikut :

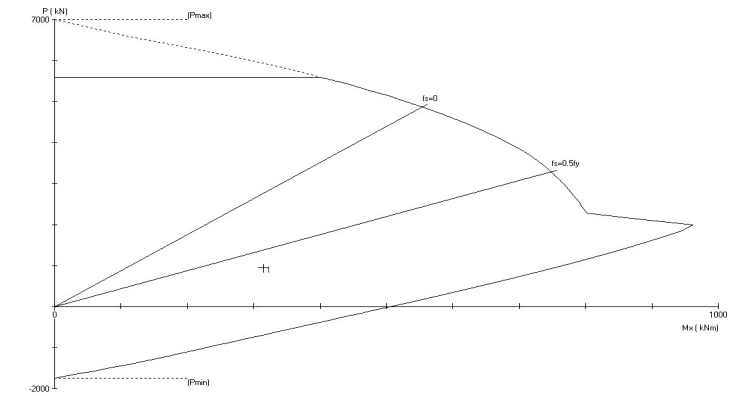
Pu max dari kolom yang mengapit = 9448 kN

Gaya tarik P_n yang terjadi pada sloof adalah 10% P_u max, jadi :

$$10\% P_u \text{ max} = 10\% \times 9448 \text{ kN} = 944,8 \text{ kN}$$

$$M_u \text{ max} = 315 \text{ kNm}$$

Direncanakan tulangan tarik 5D22 dan tulangan tekan 5D22.



Berdasarkan output alat bantu SPCOL diketahui bahwa dengan tulangan tarik 5D22 dan tulangan tekan 5D22 penampang sloof dapat menahan gaya aksial dan momen yang terjadi.

As pasang tarik = As pasang tekan

$$A_s = n \times 0,25 \times \pi \times d \times d$$

$$A_s = 5 \times 0,25 \times \pi \times 22 \times 22$$

$$A_s = 1899,7 \text{ mm}^2$$

- **Penulangan Geser Tumpuan Tie Beam**

1. Perhitungan tulangan geser daerah sendi plastis

$$V_g = 221,265 \text{ kN} \text{ (Kombinasi 1,2D+1,0L)}$$

$$L_n = 8,1 - 0,85 = 7,25 \text{ m}$$

$$W_u = \frac{2xV_g}{l_n} = \frac{2x221,265}{7,25} = 61,039 \text{ kN / m}$$

Panjang daerah sendi plastis (l_o) = $2(h) = 2(600) = 1200 \text{ mm}$

2. Momen tumpuan negatif

$$a = \frac{A_s \cdot 1,25 f_y}{0,85 \cdot f_c \cdot b} = \left(\frac{1140,4 \times 1,25 \times 390}{0,85 \times 30 \times 400} \right) = 54,50 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{pr}^- &= A_s \cdot 1,25 \cdot f_y \cdot \left(d_{\text{aktual}} - \frac{a}{2} \right) \\ &= 1140,4 \times 1,25 \times 390 \left(536 - \frac{54,50}{2} \right) = 282835354 \text{ Nmm} \\ &= 282,835 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

3. Momen tumpuan positif

$$a = \frac{A_s \cdot 1,25 f_y}{0,85 \cdot f_c \cdot b} = \left(\frac{1900,66 \times 1,25 \times 390}{0,85 \times 30 \times 400} \right) = 90,84 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{pr}^+ &= A_s \cdot 1,25 \cdot f_y \cdot \left(d_{\text{aktual}} - \frac{a}{2} \right) \\ &= 1900,66 \times 1,25 \times 390 \left(536 - \frac{90,84}{2} \right) = 454558170 \text{ Nmm} \\ &= 454,558 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

4. Gaya geser total pada muka tumpuan (muka kolom s/d 2h):

$$\begin{aligned} V_{e,A} &= \frac{M_{pr-} + M_{pr+}}{l_n} + V_g \\ &= \left(\frac{282,835 + 454,558}{7,25} \right) + 221,265 \\ &= 322,97 \text{ kN} \quad (\text{menentukan}) \\ V_{e,B} &= \frac{M_{pr-} + M_{pr+}}{l_n} - V_g \end{aligned}$$

$$= \left(\frac{282,835 + 454,558}{7,25} \right) - 221,265 = 119,56 \text{ kN}$$

$$V = \frac{M_{pr-} + M_{pr+}}{l_n} = \left(\frac{282,835 + 454,558}{7,25} \right) = 101,71 \text{ N} < 1/2(V_e) = 161,49 \text{ kN}$$

$$V_c = 1/6 \sqrt{30} \times 400 \times 536 / 1000 = 195,72 \text{ kN}$$

$$\phi = 0,75 \quad (\text{SNI 2847:2013 pasal 9.3.2(3)})$$

$$V_s = \frac{V_e}{\phi} - V_c$$

$$= \frac{322,97}{0,75} - 195,72 = 234,913 \text{ kN} = 234913 \text{ N}$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_y x d_{aktual}}$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{234,913}{390 \times 536} = 1,1238 \text{ mm}^2 / \text{mm}$$

$$\frac{A_{vt}}{s} = \left(\frac{A_v}{s} \right) + 2 \left(\frac{At}{s} \right)$$

$$= 1,1238 + 2(0,306) = 1,7367 \text{ mm}^2 / \text{mm}$$

5. Syarat spasi maksimum tulangan geser balok menurut (SNI 2847:2013 pasal 21.5.3.2):

$$s < d/4 = 536/4 = 134 \text{ mm}$$

$$s < 6 \text{ Diameter tulangan memanjang} = 6 \times 22 = 132 \text{ mm}$$

(menentukan)

$$s < 150 \text{ mm}$$

Senggang pertama harus dipasang tidak lebih dari 50 mm dari muka tumpuan.

Syarat spasi tulangan transversal tidak boleh melebihi yang lebih kecil dari $P_h/8$ atau 300 mm (SNI 2847:2013 pasal 11.5.6.1):

$$s < P_h/8 = 1628/8 = 203,5 \text{ mm}$$

Dipakai diameter sengkang = 13 mm

$$A_v = 2 \times \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 13^2 = 265,46 \text{ mm}^2 ; f_y = 240 \text{ Mpa}$$

$$S = \frac{\frac{A_v}{s}}{\frac{A_{vt}}{s}} = \frac{265,46}{1,7367} = 153 \text{ mm} < S_{maks}$$

- Spasi digunakan **2 kaki Ø13** dengan **spasi 100 mm** sepanjang $2h = 2(600) = 1200 \text{ mm}$ dari muka kolom, dimana **tulangan geser pertama dipasang 50 mm** dari muka kolom.

• Penulangan Geser Lapangan Tie Beam

1. Pemasangan tulangan geser di luar sendi plastis
($>2h = 2400 \text{ mm}$)

$$V_{u \text{ lap}} = V_{eA} - (2h - W_u) = 322,97 - (1,2 \times 61,04) = 249,728 \text{ kN} \\ = 249728 \text{ N}$$

2. Untuk daerah di daerah luar sendi plastis ini, kuat geser beton diperhitungkan yakni sebesar :

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - 0,17 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d = \frac{249728}{0,75} - 0,17 \times 1 \times \sqrt{30} \cdot 400 \cdot 536$$

$$V_s = 133,337 \text{ N}$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_y x d_{aktual}}$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{133,337}{390 \times 536} = 0,6379 \text{ mm}^2 / \text{mm}$$

$$\frac{A_{vt}}{s} = \left(\frac{A_v}{s} \right) + 2 \left(\frac{A_t}{s} \right) \\ = 0,6379 + 2(0,306) = 1,2508 \text{ mm}^2 / \text{mm}$$

Dipakai diameter sengkang = 13 mm

$$A_v = 2 \times \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 13^2 = 265,46 \text{ mm}^2 ; f_y = 240 \text{ Mpa}$$

$$S = \frac{A_v}{\frac{A_{vt}}{s}} = \frac{265,46}{1,2508} = 212 \text{ mm} < S_{maks}$$

$$S_{\max} < d/2 = 536/2 = 268 \text{ mm}$$

Syarat spasi maksimum tulangan geser lapangan balok menurut (SNI 2847:2013 pasal 21.5.3.4): Spasi maksimum tulangan geser di sepanjang balok SRPMK adalah $d/2$.

$$S_{\max} < d/2 = 536/2 = 268 \text{ mm}$$

Syarat spasi tulangan transversal tidak boleh melebihi yang lebih kecil dari $P_h / 8$ atau 300 mm (SNI 2847:2013 pasal 11.5.6.1):

$$s < P_h / 8 = 1628/8 = 203,5 \text{ mm}$$

➤ Dipasang **2 kaki Ø13 dengan spasi 200 mm.**

• Panjang Penyaluran Tie Beam

Perhitungan panjang penyaluran tulangan D22 berdasarkan (SNI 2847:2013 pasal 12.2), dimana untuk nilai l_d tidak boleh kurang dari 300 mm dan untuk perhitungan adalah sebagai berikut:

1. Panjang penyaluran tulangan tarik:

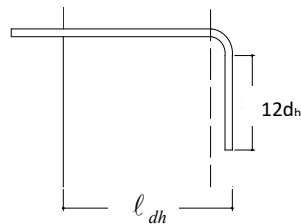
Diketahui $d_b = 22 \text{ mm}$

$$l_d = \left(\frac{f_y \psi_t \psi_e}{2,1 \lambda \sqrt{f_c'}} \right) d_b = \left(\frac{390 \times 1 \times 1}{1,7 \times 1 \sqrt{30}} \right) 22 = 921,5 \text{ mm} \approx 1000 \text{ mm}$$

2. Panjang penyaluran tulangan berkait dalam kondisi tarik:

$$c_b = 40 + 13 + (22/2) = 64$$

$$l_d = \left(\frac{f_y}{1,1 \lambda \sqrt{f_c'}} \left(\frac{\psi_t \psi_e \psi_s}{\left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b} \right)} \right) \right) d_b$$



$$= \left(\frac{390}{1,1x1\sqrt{30}} \frac{1x1x1}{\left(\frac{64+0}{22} \right)} \right) 22 = 489,5mm \approx 500mm$$

Dari nilai (1) dan (2) diambil yang terbesar

Dipakai panjang penyaluran tulangan tarik 1000 mm

Panjang penyaluran tulangan tekan l_{dc} . Berdasarkan (SNI 2847:2013 pasal 12.3), nilai l_{dc} tidak boleh kurang dari 200 mm

1. $l_{dc} = \left(\frac{0,24xf_y}{\lambda\sqrt{f_c'}} \right) d_b = \left(\frac{0,24x390}{1,0\sqrt{30}} \right) 22 = 375,96mm \approx 500mm$
2. $l_{dc} = (0,043xf_y) d_b = (0,043x390) 22 = 368,94mm$

Dari nilai (1) dan (2) diambil yang terbesar.

Dipakai panjang penyaluran tulangan tekan 500 mm

“Halaman Ini Sengaja Dikosongkan”

4.7.3 Perhitungan Struktur Kolom

Desain kolom K1(lantai dasar) direncanakan sebagai berikut :

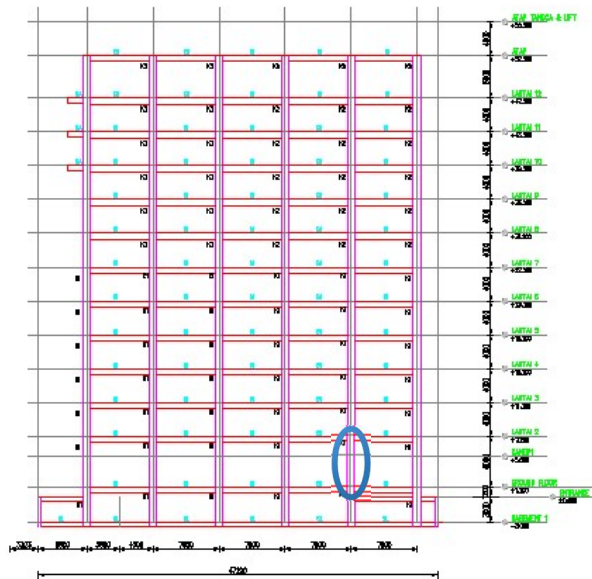
$$f_c = 30 \text{ MPa}$$

$$f_y = 500 \text{ MPa}$$

$$\text{Berat beton} = 2400 \text{ kg/m}^3$$

Ditinjau kolom dengan ukuran 850 mm x 850 mm dengan tinggi kolom 6 m.

Kolom yang ditinjau terletak pada lantai dasar As C-6 seperti ditunjukkan pada gambar.



Gambar 4.42 Kolom lantai dasar As C-6

I. Definisi kolom

SNI Pasal 21.6.1

Persyaratan yang harus dipenuhi oleh kolom yang didesain:

1. Gaya aksial terfaktor maksimum yang bekerja pada kolom harus melebihi $A_g f_c / 10$.

$$\frac{f_c A_g}{10} = \frac{(850 \text{ mm} \times 850 \text{ mm}) \times 30 \text{ MPa}}{10} = 2167,5 \text{ kN}$$

Gaya aksial terfaktor maksimum = 8648,058 kN (output SAP)

OK, gaya aksial terfaktor maks $> 0,1 A_g f_c$

2. Sisi terpendek penampang kolom tidak kurang dari 300 mm.

Sisi terpendek kolom, $d = 850 \text{ mm}$.

OK, $d > 300 \text{ mm}$

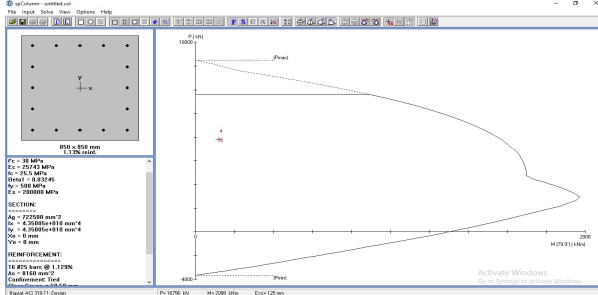
3. Rasio dimensi penampang

Rasio b dan $d = 850 \text{ mm} / 850 \text{ mm} = 1$

OK, b/d ratio = $1 > 0,4$

II. Perencanaan baja tulangan longitudinal

Luas tulangan longitudinal penahan lentur tidak boleh kurang dari $0,01 A_g$ atau lebih dari $0,06 A_g$ (SNI 32847:2013 pasal 21.6.3.1). Dari trial dengan spColumn didapat konfigurasi tulangan longitudinal 16D25 dengan $\rho = 1,129\%$ seperti pada Gambar 7.5



Gambar 4.43 Diagram Interaksi P-M PCACOL
Dari Gambar 4.43 diketahui nilai M_n adalah 1423,6 kN-m

2. Cek syarat *strong column weak beam*.

Kekuatan kolom harus memenuhi $\sum M_c \geq 1,2 \sum M_g$ (SNI32847:2013 pasal 21.6.2.2).

a. Menentukan nilai $1,2 \sum M_g$

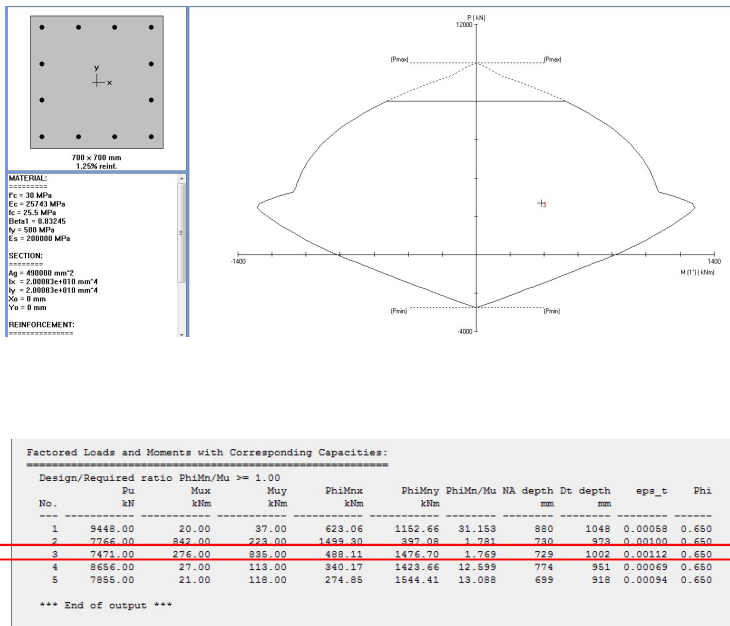
Melalui pendekatan konservatif, jumlah ϕM_n dua balok yang bertemu di joint adalah

$$\sum M_g = 721,56 + 428,04 = 1.149,6 \text{ kN-m}$$

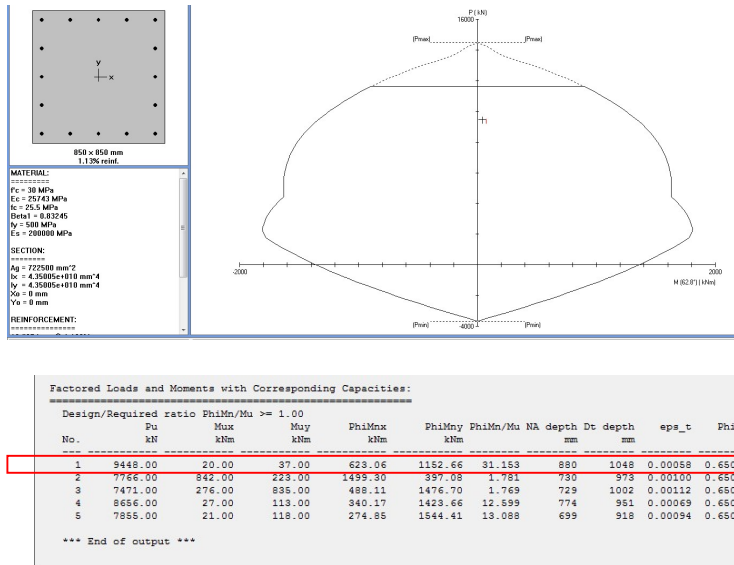
b. Menentukan nilai M_{nc}

Nilai M_{nc} didapat dari diagram interaksi $P-M$ dengan PCACOL.

Untuk kolom atas diagram interaksinya ditampilkan pada Gambar 7.7 sementara untuk kolom bawah ditampilkan pada Gambar 7.9.



Gambar 4.44 Output Diagram Interaksi P-M Kolom Desain Atas



Gambar 4.45 Output Diagram Interaksi P-M Kolom Desain Bawah

Dari Gambar 6.4.7 dan 6.4.8 diketahui nilai M_{ncatas} dan $M_{ncbawah}$ adalah 1476,7 kN-m, dan 1152,6 kN-m.

Pertemuan kolom ditinjau dan kolo atas

$$\sum M_c = M_n + M_{ncatas} = 1423,6 + 1476,7 = 2900 \text{ kN-m}$$

$$\sum M_c = M_n + M_{ncbawah} = 1423,6 + 1152,6 = 2576 \text{ kN-m}$$

$$1,2 \sum M_g = 1,2 (1149,6 \text{ kN-m}) = 1379,52 \text{ kN-m}$$

$$\sum M_c \geq 1,2 \sum M_g \text{ memenuhi syarat}$$

V. Desain tulangan *confinement*

SNI Pasal 21.6.4.4

Total luas penampang tidak kurang dari salah satu yang terbesar antara:

$$A_{sh} = 0,3 \left(\frac{s_b f_c}{f_{yt}} \right) \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \text{ dan}$$

$$A_{sh} = \frac{0,09sb_c f_c}{f_{yt}}$$

Coba tulangan berdiameter D13 untuk hoops .

jenis	Dimensi		jumlah	As(mm2)
D	Diameter(mm)	luas(mm2)		
13	13	132.665	4	530,66

$$b_c = b_w - 2(40 + 1/2d_b) = 850 - (2 \times (40 + 13/2)) = 757 \text{ mm}$$

$$A_{ch} = (b_w - 2(40)) \times (h - 2(40)) = (850 - 80) \times (850 - 80) = 592900 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} \frac{A_{sh}}{s} &= 0,3 \left(\frac{b_c f_c}{f_{yt}} \right) \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \\ &= 0,3 \left(\frac{757 \times 30}{500} \right) \left(\frac{850 \times 850}{592900} - 1 \right) \end{aligned}$$

$$\frac{A_{sh}}{s} = 2,97 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$\frac{A_{sh}}{s} = \frac{0,09b_c f_c}{f_{yt}} = \frac{0,09 \times 757 \times 30}{500} = 4,08 \text{ mm}^2$$

SNI Pasal 21.6.4.3

Spasi maksimum adalah yang terkecil di antara:

- 1/4 dimensi penampang kolom terkecil = $850/4 = 212,5 \text{ mm}$
- 6 kali diameter tulangan longitudinal = $6 \times 25 = 150 \text{ mm}$
- s_o menurut persamaan :

$$s_o \leq 100 + \frac{350 - h_x}{3} \leq 100 + \frac{350 - 504,6}{3} = 48 \text{ mm}$$

Namun $100 \text{ mm} < s_x < 150 \text{ mm}$

Coba gunakan spasi 100 mm

$$A_{sh-l} = 2,97 \text{ mm}^2/\text{mm} \times 100 \text{ mm} = 297,8 \text{ mm}^2$$

$$A_{sh-2} = 4,08 \text{ mm}^2/\text{mm} \times 100 \text{ mm} = 408 \text{ mm}^2$$

jenis	Dimensi		jumlah	As(mm ²)
D	Diameter(mm)	luas(mm ²)		
13	13	132.665	4	530,6

Jadi, gunkan 4 kaki baja D13 dengan luas penampang = 530,6 mm² > 408 mm².

SNI Pasal 21.6.4.1

Tulangan hoop tersebut diperlukan sepanjang l_o dari ujung-ujung kolom, l_o dipilih yang terbesar diantara

- $d = 850 \text{ mm}$
- $1/6$ tinggi kolom = $1/6 \times 6000 = 1000 \text{ mm}$
- 450 mm

Dengan demikian ambil $l_o = 1000 \text{ mm}$

SNI Pasal 21.6.4.5

Sepanjang sisa tinggi kolom bersih, yaitu $6000 \text{ mm} - (2 \times 850 \text{ mm}) = 4300 \text{ mm}$ diberi hoops dengan spasi minimum 150 mm atau $6 \times$ diameter terbesar, yaitu $6 \times 25 \text{ mm} = 150 \text{ mm}$.

VII. Desain tulangan geser

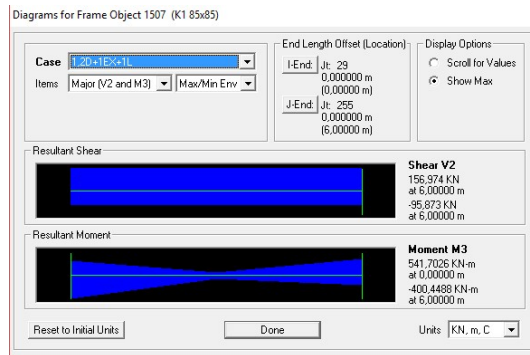
V_e tak perlu lebih besar dari V_{sway} yang dihitung berdasarkan M_{pr} balok.

$$V_{sway} = (M_{pr} \quad DF_{btm} + M_{pr-to} \quad DF_{top})/l_n$$

$$= \frac{(721,56 + 428)kN - m \times 0,5 + (721,56 + 428)kN - m \times 0,5}{6 \text{ m}}$$

$$= 191,6 \text{ kN}$$

Tapi, V_e tidak boleh lebih kecil dari gaya geser terfaktor hasil analisis, yaitu 156 kN (Output SAP2000).



Gambar 4.46 Diagram geser kolom akibat kombinasi (1,2DL + 1 Ex+ 1LL)

OK, persyaratan V_{e-min} terpenuhi .

jadi, ambil $V_e = 191,6 \text{ kN}$.

Pada kolom yang didesain, gaya aksial terfaktor melampaui $0,05A_g f_c$.

$$P_u = 8648,058 \text{ kN} > 0,05 \times 850 \text{ mm} \times 850 \text{ mm} \times 30 \text{ MPa}$$

$$P_u = 8648,058 \text{ kN} > 1083,75 \text{ kN}$$

Jadi, V_c boleh diperhitungkan.

$$V_c = \frac{\sqrt{f_c}}{6} b_w d = \frac{\sqrt{30}}{6} \times 850 \times (850 - 65) \times 10^{-3} = 609,1 \text{ kN}$$

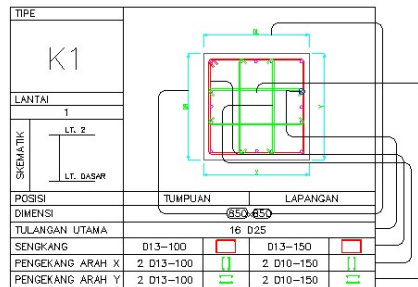
Cek apakah dibutuhkan tulangan geser:

$$\frac{V_u}{\phi} > \frac{1}{2} V_c$$

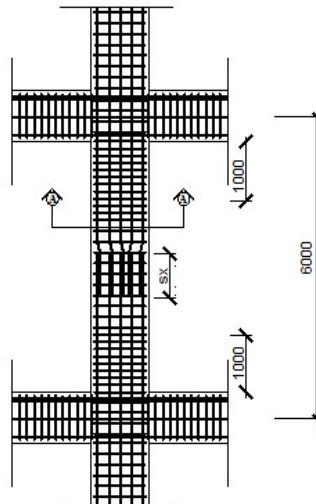
$$\frac{V_u}{\phi} = \frac{191,6 \text{ kN}}{0,75} = 255,46 \text{ kN}$$

$$\frac{1}{2} V_c = \frac{1}{2} 609,1 \text{ kN} = 304,6 \text{ kN}$$

OK, ternyata $V_u/\phi < V_c/2$ jadi tidak perlu tulangan geser.



Gambar 4.47 Sketsa Penulangan Penampang Kolom



Gambar 4.48 Penampang kolom

- Kontrol kolom
 1. Gaya aksial yang terjadi 8648 kN tidak melebihi dari gaya aksial yang mampu ditahan dimensi 85x85 seperti pada diagram Gambar 4.43 Diagram Interaksi P-M PCACOL. Dimensi 85x85 diperoleh penulangan 1,129 , Pada umumnya dimensi dapat dikecilkan namun akan merubah nilai dari periode ulang struktur (t) yang akan

melebihi batas yang ditentukan dari persyaratan SRPMK.

2. Cek syarat strong column weak beam. Melalui pendekatan konservatif, jumlah ϕM_n dua balok yang bertemu di join adalah 1379,52 kN-m, sedangkan yang mampu ditahan kolom sebesar 2576 kN-m

Desain kolom K1(lantai basement) direncanakan sebagai berikut :

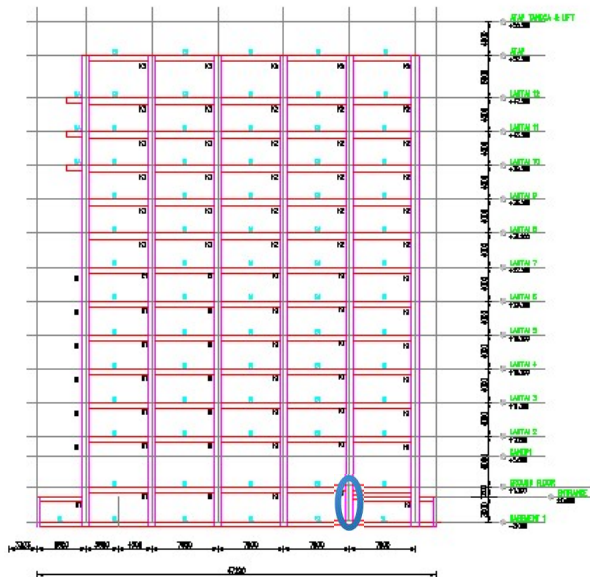
$$f_c = 30 \text{ MPa}$$

$$f_y = 500 \text{ MPa}$$

$$\text{Berat beton} = 2400 \text{ kg/m}^3$$

Ditinjau kolom dengan ukuran 850 mm x 850 mm dengan tinggi kolom 4,2 m.

Kolom yang ditinjau terletak pada lantai Basement As C-6 seperti ditunjukkan pada gambar.



Gambar 4.49 Kolom lantai dasar As C-6

II. Definisi kolom

SNI Pasal 21.6.1

Persyaratan yang harus dipenuhi oleh kolom yang didesain:

4. Gaya aksial terfaktor maksimum yang bekerja pada kolom harus melebihi $A_g f_c / 10$.

$$\frac{f_c A_g}{10} = \frac{(850 \text{ mm} \times 850 \text{ mm}) \times 30 \text{ MPa}}{10} = 2167,5 \text{ kN}$$

Gaya aksial terfaktor maksimum = 9448,39 kN (output SAP)

OK, gaya aksial terfaktor maks $> 0,1 A_g f_c$

5. Sisi terpendek penampang kolom tidak kurang dari 300 mm.

Sisi terpendek kolom, $d = 850 \text{ mm}$.

OK, $d > 300 \text{ mm}$

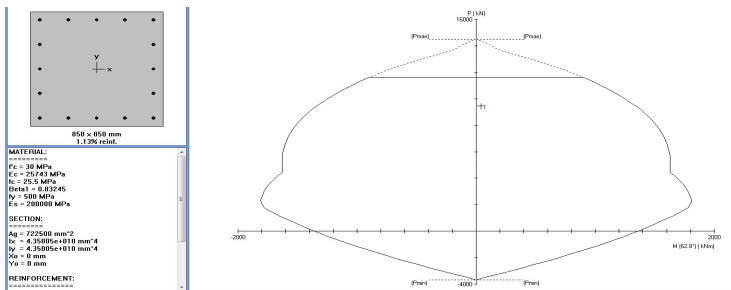
6. Rasio dimensi penampang

Rasio b dan $d = 850 \text{ mm} / 850 \text{ mm} = 1$

OK, $b/d \text{ ratio} = 1 > 0,4$

III. Perencanaan baja tulangan longitudinal

Luas tulangan longitudinal penahan lentur tidak boleh kurang dari $0,01A_g$ atau lebih dari $0,06A_g$ (SNI32847:2013 pasal 21.6.3.1). Dari trial dengan spColumn didapat konfigurasi tulangan longitudinal 16D25 dengan $\rho = 1,129\%$ seperti pada Gambar 7.5



Gambar 4.50 Diagram Interaksi P-M PCACOL

Dari Gambar 4.50 diketahui nilai M_n adalah 1152,66 kN-m

3. Cek syarat *strong column weak beam*.

Kekuatan kolom harus memenuhi $\sum M_c \geq 1,2 \sum M_g$ (SNI32847:2013 pasal 21.6.2.2).

c. Menentukan nilai $1,2 \sum M_g$

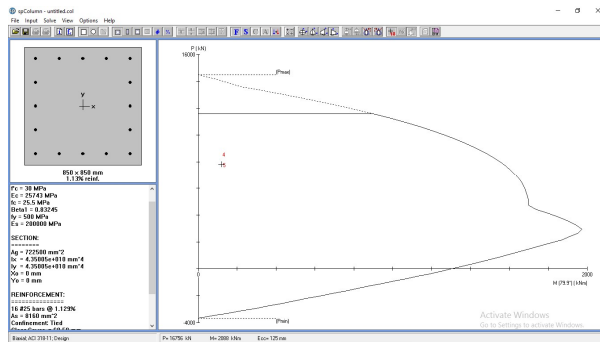
Melalui pendekatan konservatif, jumlah $\emptyset Mn$ dua balok yang bertemu di join adalah

$$\Sigma M_g = 721,56 + 428,04 = 1.149,6 \text{ kN-m}$$

d. Menentukan nilai M_{nc}

Nilai M_{nc} didapat dari diagram interaksi P - M dengan PCACOL.

Untuk kolom atas diagram interaksinya ditampilkan pada Gambar 7.7 sementara untuk kolom bawah ditampilkan pada Gambar 7.9.



Factored Loads and Moments with Corresponding Capacities:										
Design/Required ratio $\Phi M_u/M_u \geq 1.00$										
No.	Pu kN	Mux kNm	Muy kNm	ΦM_{ux} kNm	ΦM_{uy} kNm	$\Phi M_u/M_u$	NA depth mm	Dt depth mm	eps_t	Phi
1	9449.00	20.00	37.00	623.06	1152.66	31.153	880	1048	0.00058	0.650
2	7766.00	842.00	223.00	1459.30	397.08	1.781	730	973	0.00100	0.650
3	7471.00	276.00	835.00	488.11	1476.70	1.769	729	1002	0.00112	0.650
4	8656.00	27.00	113.00	340.17	1423.66	12.599	774	951	0.00069	0.650
5	7855.00	21.00	118.00	274.85	1844.41	13.088	699	918	0.00094	0.650
*** End of output ***										

Gambar 4.51 Output Diagram Interaksi P-M Kolom Desain Atas

Dari Gambar 6.4.7 dan 6.4.8 diketahui nilai M_{ncatas} dan $M_{ncbawah}$ adalah 1476,7 kN=m, dan 1152,6 kN-m.

Pertemuan kolom ditinjau dan kolo atas

$$\Sigma M_c = M_n + M_{ngatqas} = 1152,6 + 1423,6 = 2576,2 \text{ kN-m}$$

$$1,2 \sum M_g = 1,2 (1149,6 \text{ kN-m}) = 1379,52 \text{ kN-m}$$

$\sum M_c \geq 1,2 \sum M_g$ memenuhi syarat

VI. Desain tulangan *confinement*

SNI Pasal 21.6.4.4

Total luas penampang tidak kurang dari salah satu yang terbesar antara:

$$A_{sh} = 0,3 \left(\frac{s b_c f_c}{f_{yt}} \right) \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \text{ dan}$$

$$A_{sh} = \frac{0,09 s b_c f_c}{f_{yt}}$$

Coba tulangan berdiameter D13 untuk hoops .

jenis	Dimensi		jumlah	As(mm2)
D	Diameter(mm)	luas(mm2)		
13	13	132.665	4	530,66

$$b_c = b_w - 2(40 + 1/2 d_b) = 850 - (2 \times (40 + 13/2)) = 757 \text{ mm}$$

$$A_{ch} = (b_w - 2(40)) \times (h - 2(40)) = (850 - 80) \times (850 - 80) = 592900 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} \frac{A_{sh}}{s} &= 0,3 \left(\frac{b_c f_c}{f_{yt}} \right) \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \\ &= 0,3 \left(\frac{757 \times 30}{500} \right) \left(\frac{850 \times 850}{592900} - 1 \right) \end{aligned}$$

$$\frac{A_{sh}}{s} = 2,97 \text{ mm}^2 / \text{mm}$$

$$\frac{A_{sh}}{s} = \frac{0,09 b_c f_c}{f_{yt}} = \frac{0,09 \times 757 \times 30}{500} = 4,08 \text{ mm}^2$$

SNI Pasal 21.6.4.3

Spasi maksimum adalah yang terkecil di antara:

- $1/4$ dimensi penampang kolom terkecil = $850/4 = 212,5$ mm
- 6 kali diameter tulangan longitudinal = $6 \times 25 = 150$ mm
- s_o menurut persamaan :

$$s_o \leq 100 + \frac{350 - h_x}{3} \leq 100 + \frac{350 - 504,6}{3} = 48 \text{ mm}$$

Namun $100 \text{ mm} < s_x < 150 \text{ mm}$

Coba gunakan spasi 100 mm

$$A_{sh-1} = 2,97 \text{ mm}^2/\text{mm} \times 100 \text{ mm} = 297,8 \text{ mm}^2$$

$$A_{sh-2} = 4,08 \text{ mm}^2/\text{mm} \times 100 \text{ mm} = 408 \text{ mm}^2$$

jenis	Dimensi		jumlah	As(mm2)
D	Diameter(mm)	luas(mm2)		
13	13	132.665	4	530,6

Jadi, gunakan 4 kaki baja D13 dengan luas penampang = $530,6 \text{ mm}^2 > 408 \text{ mm}^2$.

SNI Pasal 21.6.4.1

Tulangan hoop tersebut diperlukan sepanjang l_o dari ujung-ujung kolom, l_o dipilih yang terbesar diantara

- $d = 850$ mm
- $1/6$ tinggi kolom = $1/6 \times 4200 = 700$ mm
- 450 mm

Dengan demikian ambil $l_o = 850$ mm

SNI Pasal 21.6.4.5

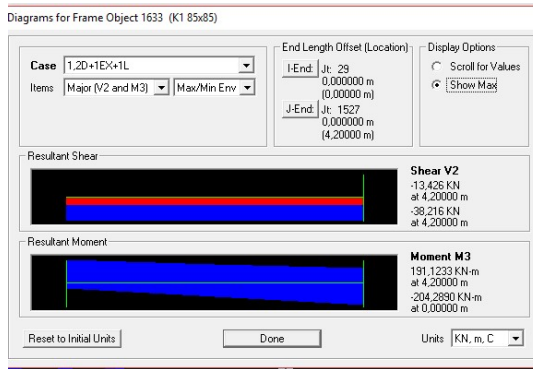
Sepanjang sisa tinggi kolom bersih, yaitu $4200 \text{ mm} - (2 \times 850 \text{ mm}) = 2500 \text{ mm}$ diberi hoops dengan spasi minimum 150 mm atau 6 x diameter terbesar, yaitu $6 \times 25 \text{ mm} = 150 \text{ mm}$.

VIII. Desain tulangan geser

V_e tak perlu lebih besar dari V_{sway} yang dihitung berdasarkan M_{pr} balok.

$$\begin{aligned}
 V_{sway} &= (M_{pr-b} \quad DF_{btm} + M_{pr-t} \quad DF_{top})/l_n \\
 &= \frac{(721,56 + 428)kN - m \times 0,5 + (721,56 + 428)kN - m \times 0,5}{4,2 \text{ m}} \\
 &= 273,7 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Tapi, V_e tidak boleh lebih kecil dari gaya geser terfaktor hasil analisis, yaitu 38,216 kN (Output SAP2000).



Gambar 4.52 Diagram geser kolom akibat kombinasi (1,2DL + 1 Ex+ 1LL)

OK, persyaratan V_{e-min} terpenuhi .

jadi, ambil $V_e = 273,7 \text{ kN}$.

Pada kolom yang didesain, gaya aksial terfaktor melampaui $0,05A_g f_c$.

$$P_u = 8648,058 \text{ kN} > 0,05 \times 850 \text{ mm} \times 850 \text{ mm} \times 30 \text{ MPa}$$

$$P_u = 8648,058 \text{ kN} > 1083,75 \text{ kN}$$

Jadi, V_c boleh diperhitungkan.

$$\begin{aligned}
 V_c &= \frac{\sqrt{f_c}}{6} b_w d = \frac{\sqrt{30}}{6} \times 850 \times (850 - 65) \times 10^{-3} \\
 &= 609,1 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Cek apakah dibutuhkan tulangan geser:

$$\frac{V_u}{\phi} > \frac{1}{2} V_c$$

$$\frac{V_u}{\phi} = \frac{273,7 \text{ kN}}{0,75} = 364,9 \text{ kN}$$

$$\frac{1}{2} V_c = \frac{1}{2} 609,1 \text{ kN} = 304,6 \text{ kN}$$

OK, ternyata $V_u/\phi > V_c/2$ jadi perlu tulangan geser.

Cek apakah cukup dipasang tulangan geser minimum :

$$\frac{V_u}{\phi} > V_c + \frac{1}{3} bw.d$$

$$\frac{V_u}{\phi} = \frac{273,7 \text{ kN}}{0,75} = 364,9 \text{ kN}$$

$$V_c + \frac{1}{3} bw.d = 609,1 + \frac{1}{3} 850 \cdot (850 - 65)/10^3 \\ = 831,5 \text{ kN}$$

$\frac{V_u}{\phi} < V_c + \frac{1}{3} bw.d$ sehingga hanya diperlukan tulangan geser minimum.

$$A_v \min = \frac{1 \cdot bw \cdot s}{3 f_y}$$

Karena sebelumnya telah dipasang tulangan confinement 4 kaki D13 dengan spasi 100 mm. Berarti

$$A_v \min = \frac{1 \cdot 850 \cdot 100}{3 \cdot 500} = 56,6$$

Sementara itu, A_{sh} untuk 4 kaki D13 = $530,6 \text{ mm}^2 > A_v \min$. Syarat terpenuhi.

Desain kolom K2(lantai 7) direncanakan sebagai berikut :

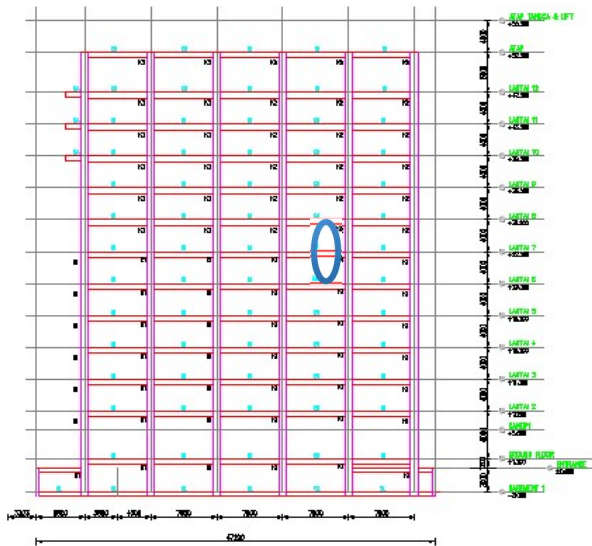
$$f_c = 30 \text{ MPa}$$

$$f_y = 500 \text{ MPa}$$

$$\text{Berat beton} = 2400 \text{ kg/m}^3$$

Ditinjau kolom dengan ukuran 700 mm x 700 mm dengan tinggi kolom 4,2 m.

Kolom yang ditinjau terletak pada lantai 7 As C-6 seperti ditunjukkan pada gambar.



Gambar 4.53 Kolom lantai 7 As C-6

III. Definisi kolom

SNI Pasal 21.6.1

Persyaratan yang harus dipenuhi oleh kolom yang didesain:

7. Gaya aksial terfaktor maksimum yang bekerja pada kolom harus melebihi $A_g f_c / 10$.

$$\frac{f_c A_g}{10} = \frac{(700 \text{ mm} \times 700 \text{ mm}) \times 30 \text{ MPa}}{10} = 1470 \text{ kN}$$

Gaya aksial terfaktor maksimum = 4290,6 kN (output SAP)

OK, gaya aksial terfaktor maks $> 0,1 A_g f_c$

8. Sisi terpendek penampang kolom tidak kurang dari 300 mm.

Sisi terpendek kolom, $d = 700 \text{ mm}$.

OK, $d > 300 \text{ mm}$

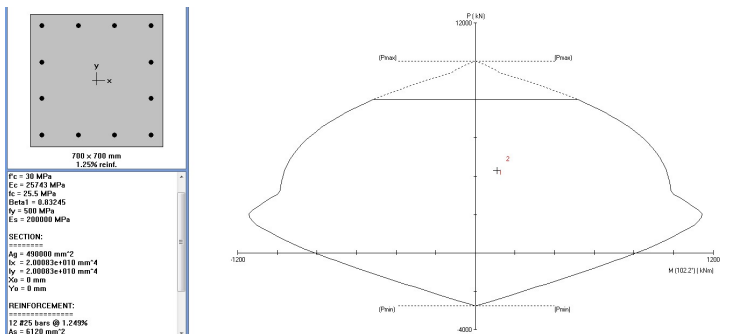
9. Rasio dimensi penampang

Rasio b dan $d = 700 \text{ mm} / 700 \text{ mm} = 1$

OK, b/d ratio = $1 > 0,4$

IV. Perencanaan baja tulangan longitudinal

Luas tulangan longitudinal penahan lentur tidak boleh kurang dari $0,01A_g$ atau lebih dari $0,06A_g$ (SNI32847:2013 pasal 21.6.3.1). Dari trial dengan spColumn didapat konfigurasi tulangan longitudinal 12D25 dengan $\rho = 1,249\%$ seperti pada Gambar 7.5



Gambar 4.54 Diagram Interaksi P-M PCACOL

Dari Gambar 4.54 diketahui nilai M_n adalah 940 kN-m

4. Cek syarat *strong column weak beam*.

Kekuatan kolom harus memenuhi $\sum M_c \geq 1,2 \sum M_g$ (SNI32847:2013 pasal 21.6.2.2).

e. Menentukan nilai $1,2 \sum M_g$

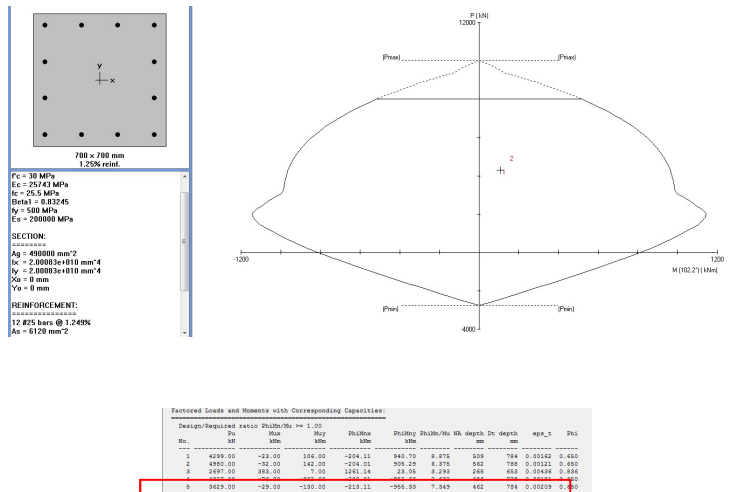
Melalui pendekatan konservatif, jumlah ϕM_n dua balok yang bertemu di join adalah

$$\sum M_g = 721,56 + 428,04 = 1.149,6 \text{ kN-m}$$

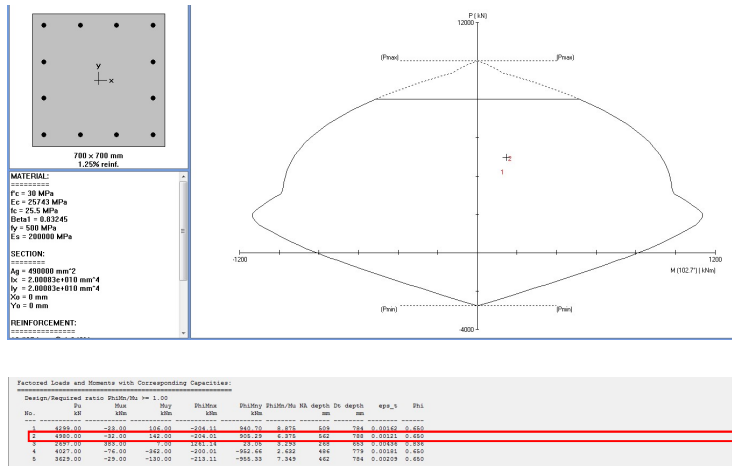
f. Menentukan nilai M_{nc}

Nilai M_{nc} didapat dari diagram interaksi P - M dengan PCACOL.

Untuk kolom atas diagram interaksinya ditampilkan pada Gambar 7.7 sementara untuk kolom bawah ditampilkan pada Gambar 7.9.



Gambar 4.55 Output Diagram Interaksi P-M Kolom Desain Atas



Gambar 4.56 Output Diagram Interaksi P-M Kolom Desain. Dari Gambar 6.4.7 dan 6.4.8 diketahui nilai M_{ncatas} dan $M_{ncbawah}$ adalah 905 kN-m, dan 955 kN-m.

Pertemuan kolom ditinjau dan kolo atas

$$\sum M_c = M_n + M_{ncatas} = 940 + 905 = 1845 \text{ kN-m}$$

$$\sum M_c = M_n + M_{ncbawah} = 940 + 955 = 1895 \text{ kN-m}$$

$$1,2 \sum M_g = 1,2 (1149,6 \text{ kN-m}) = 1379,52 \text{ kN-m}$$

$$\sum M_c \geq 1,2 \sum M_g \text{ memenuhi syarat}$$

VII. Desain tulangan *confinement*

SNI Pasal 21.6.4.4

Total luas penampang tidak kurang dari salah satu yang terbesar antara:

$$A_{sh} = 0,3 \left(\frac{s b_c f_c}{f_{yt}} \right) \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \text{ dan}$$

$$A_{sh} = \frac{0,09 s b_c f_c}{f_{yt}}$$

Coba tulangan berdiameter D13 untuk hoops .

jenis	Dimensi		jumlah	As(mm2)
D	Diameter(mm)	luas(mm2)		
13	13	132.665	3	397,9

$$b_c = b_w - 2(40 + 1/2 d_b) = 700 - (2 \times (40 + 13/2)) = 607 \text{ mm}$$

$$A_{ch} = (b_w - 2(40)) \times (h - 2(40)) = (700 - 80) \times (700 - 80) = 384400 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} \frac{A_{sh}}{s} &= 0,3 \left(\frac{b_c f_c}{f_{yt}} \right) \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \\ &= 0,3 \left(\frac{607 \times 30}{500} \right) \left(\frac{700 \times 700}{384400} - 1 \right) \end{aligned}$$

$$\frac{A_{sh}}{s} = 3 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$\frac{A_{sh}}{s} = \frac{0,09 b_c f_c}{f_{yt}} = \frac{0,09 \times 607 \times 30}{500} = 3,27 \text{ mm}^2$$

SNI Pasal 21.6.4.3

Spasi maksimum adalah yang terkecil di antara:

- 1/4 dimensi penampang kolom terkecil = $700/4 = 175 \text{ mm}$
- 6 kali diameter tulangan longitudinal = $6 \times 25 = 150 \text{ mm}$
- s_o menurut persamaan :

$$s_o \leq 100 + \frac{350 - h_x}{3} \leq 100 + \frac{350 - 404}{3} = 81 \text{ mm}$$

Namun $100 \text{ mm} < s_x < 150 \text{ mm}$

Coba gunakan spasi 100 mm

$$A_{sh-1} = 3 \text{ mm}^2/\text{mm} \times 100 \text{ mm} = 300 \text{ mm}^2$$

$$A_{sh-2} = 3,27 \text{ mm}^2/\text{mm} \times 100 \text{ mm} = 327 \text{ mm}^2$$

jenis	Dimensi		jumlah	As(mm2)
D	Diameter(mm)	luas(mm2)		
13	13	132.665	3	397,9

Jadi, gunakan 3 kaki baja D13 dengan luas penampang = $397,9 \text{ mm}^2$
 $> 327,78 \text{ mm}^2$.

SNI Pasal 21.6.4.1

Tulangan hoop tersebut diperlukan sepanjang l_o dari ujung-ujung kolom, l_o dipilih yang terbesar diantara

- $d = 700 \text{ mm}$
- $1/6$ tinggi kolom = $1/6 \times 4000 = 666 \text{ mm}$
- 450 mm

Dengan demikian ambil $l_o = 700 \text{ mm}$

SNI Pasal 21.6.4.5

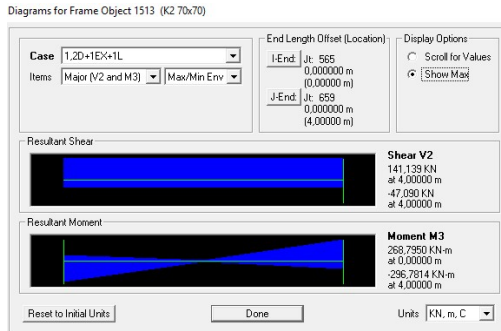
Sepanjang sisa tinggi kolom bersih, yaitu $4000 \text{ mm} - (2 \times 700 \text{ mm})$
 $= 2600 \text{ mm}$ diberi hoops dengan spasi minimum 150 mm atau $6 \times$
 diameter terbesar, yaitu $6 \times 25 \text{ mm} = 150 \text{ mm}$.

IX. Desain tulangan geser

V_e tak perlu lebih besar dari V_{sway} yang dihitung berdasarkan M_{pr} balok.

$$\begin{aligned}
 V_{\text{sway}} &= (M_{pr-btm} DF_{btm} + M_{pr-top} DF_{top}) / l_n \\
 &= \frac{(721,56 + 428)kN - m \times 0,5 + (721,56 + 428)kN - m \times 0,5}{4 \text{ m}} \\
 &= 287,4 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Tapi, V_e tidak boleh lebih kecil dari gaya geser terfaktor hasil analisis, yaitu 141 kN (Output SAP2000).



Gambar 4.57 Diagram geser kolom akibat kombinasi (1,2DL + 1 Ex+ 1LL)

OK, persyaratan $V_{e-\min}$ terpenuhi .

jadi, ambil $V_e = 273,7 \text{ kN}$.

Pada kolom yang didesain, gaya aksial terfaktor melampaui $0,05A_gf_c$.

$$P_u = 4290,6 \text{ kN} > 0,05 \times 850 \text{ mm} \times 850 \text{ mm} \times 30 \text{ MPa}$$

$$P_u = 4290,6 \text{ kN} > 735 \text{ kN}$$

Jadi, V_c boleh diperhitungkan.

$$V_c = \frac{\sqrt{f_c}}{6} b_w d = \frac{\sqrt{30}}{6} \times 700 \times (700 - 65) \times 10^{-3}$$

$$= 405,7 \text{ kN}$$

Cek apakah dibutuhkan tulangan geser:

$$\frac{V_u}{\phi} > \frac{1}{2} V_c$$

$$\frac{V_u}{\phi} = \frac{287,4 \text{ kN}}{0,75} = 383,2 \text{ kN}$$

$$\frac{1}{2} V_c = \frac{1}{2} 405,7 \text{ kN} = 202,8 \text{ kN}$$

OK, ternyata $V_u/\phi > V_c/2$ jadi perlu tulangan geser.

Cek apakah cukup dipasang tulangan geser minimum :

$$\frac{V_u}{\phi} > V_c + \frac{1}{3} b w . d$$

$$\frac{V_u}{\phi} = \frac{287,4 \text{ kN}}{0,75} = 383,2 \text{ kN}$$

$$V_c + \frac{1}{3} b w . d = 405,7 + \frac{1}{3} 700 . (700 - 65) / 10^3$$

$$= 553,9 \text{ kN}$$

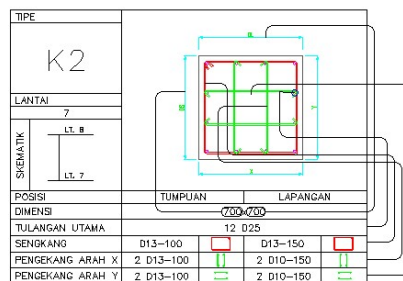
$\frac{V_u}{\phi} < V_c + \frac{1}{3} b w . d$ sehingga hanya diperlukan tulangan geser minimum.

$$A_v \min = \frac{1 . b w . s}{3 f_y}$$

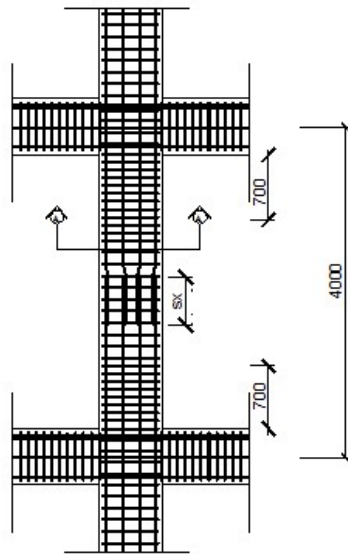
Karena sebelumnya telah dipasang tulangan confinement 4 kaki D13 dengan spasi 100 mm. Berarti

$$A_v \min = \frac{1.700.100}{3 \cdot 500} = 46,6$$

Sementara itu, A_{sh} untuk 4 kaki D13 = $530,6 \text{ mm}^2 > A_v \min$. Syarat terpenuhi.



Gambar 4.58 Sketsa Penulangan Penampang-Penampang Kolom



Gambar 4.59 Penampang kolom

- Kontrol kolom
 1. Gaya aksial yang terjadi 4290 tidak melebihi dari gaya aksial yang mampu ditahan dimensi 70x70 seperti pada diagram Gambar 4.54 Diagram Interaksi P-M PCACOL. Dimensi 70x70 diperoleh penulangan 1,249 %, Pada umumnya dimensi dapat dikecilkan namun akan merubah nilai dari periode ulang struktur (t) yang akan melebihi batas yang ditentukan dari persyaratan SRPMK.
 2. Cek syarat strong column weak beam. Melalui pendekatan konservatif, jumlah ϕM_n dua balok yang bertemu di join adalah 1379,52 kN-m, sedangkan yang mampu ditahan kolom sebesar 1845 kN-m

4.7.4 Hubungan Balok dan Kolom

I. Dimensi join

SNI Pasal 21.7.4.1

Luas efektif hubungan balok kolom, dinyatakan dalam A_j , adalah

$$A_j = 850 \text{ mm} \times 850 \text{ mm} = 722500 \text{ mm}^2$$

SNI Pasal 21.7.2.3

Panjang join yang diukur paralel terhadap tulangan lentur balok yang menyebabkan geser di join sedikitnya 20 kali d_b longitudinal terbesar.

$$\text{Panjang join} = 20 \times 25 \text{ mm} = 500 \text{ mm}$$

II. Penulangan transversal untuk confinement

SNI Pasal 21.7.3.1

Harus ada tulangan confinement dalam join.

SNI Pasal 21.7.3.2

Jumlah tulangan confinement:

$$0,5A_{sh}/s = 0,5 \times 2,97 \text{ mm}^2/\text{mm} = 1,5 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Spasi vertikal hoop diizinkan untuk diperbesar hingga 150 mm.

$$\text{Area tulangan hoop yang dibutuhkan} = 150 \text{ mm} \times 1,5 \text{ mm}^2/\text{mm} = 223 \text{ mm}^2.$$

Jarak bersih antartulangan tekan dan tulangan tarik balok adalah $700 \text{ mm} - 2(40) - 2(13) = 594 \text{ mm}$. Coba pasang empat hoop. Yang pertama dipasang jarak 50 mm dibawah tulangan atas.

jenis	Dimensi		jumlah	As(mm2)
	Diameter(mm)	luas(mm2)		
13	13	132.665	2	265.33

Jadi $A_{sh} = 265,33 \text{ mm}^2 > 223 \text{ mm}^2$. OK, pakai 4 hoop 2 kaki D13.

III. Perhitungan geser join dan cek kuat geser

$$M_e = 0,5 \times (689 + 576) \text{ kN-m} = 632 \text{ kN}$$

Geser pada kolom atas:

$$V_{\text{sway}} = (632 + 632) / 6 = 210,9 \text{ kN}$$

Dibagian lapis atas balok, baja tulangan yang dipakai adalah 6D22+2D25, $A_s = 3260,89 \text{ mm}^2$.

Gaya tarik yang bekerja pada baja tulangan balok di bagian kiri adalah

$$T_1 = 1,25 A_s f_y = 1,25 \times 3260,89 \times 500 = 2038,05 \text{ kN}$$

Gaya tekan yang bekerja pada baja tulangan balok di bagian kiri adalah

$$C_1 = T_1 = 2038,05 \text{ kN}$$

Gaya tarik yang bekerja pada baja tulangan balok di bagian kanan adalah

$$T_2 = 1,25 A_s f_y = 1,25 \times 3260,89 \times 500 = 2038,05 \text{ kN}$$

Gaya tekan yang bekerja pada baja tulangan balok di bagian kanan adalah

$$C_2 = T_2 = 2038,05 \text{ kN}$$

$$V_u = V_j = V_{\text{sway}} - T_1 - C_2 =$$

$$= 210,9 - 2038,05 - 2038,05 = 3865,12 \text{ kN}$$

SNI Pasal 21.7.4.1

Kuat geser nominal join yang dikekang di keempat sisinya adalah:

$$V_n = 1,7 \sqrt{f_c} A_j$$

$$V_n = 1,7 \sqrt{30} \times 722500 = 6727,4 \text{ kN}$$

$$\phi V_n = 0,75 \times 6727,4 \text{ kN} = 5045,55 \text{ kN} > 3865,12 \text{ kN}$$

OK, kuat geser memadai.

4.7.5 Perhitungan Struktur Pondasi

Perhitungan Gaya Aksial Tiang Pancang

- Perhitungan Beban maksimum yang diterima oleh tiang

$$P_{mak} = \frac{\sum P_v}{n} \pm \frac{M_x \cdot Y_{mak}}{n_y \cdot \sum y^2} \pm \frac{M_y \cdot X_{mak}}{n_x \cdot \sum x^2}$$

Dimana :

P_{mak} = beban maksimum yang diterima oleh tiang pancang

$\sum P_v$ = Beban total (P)

M_x = momen yang berkerja pada bidang yang tegal lurus sumbu x

M_y = momen yang berkerja pada bidang yang tegal lurus sumbu y

n = banyak tiang pancang

X_{mak} = Absis terjauh tiang pancang terhadap titik berat kelompok tiang

Y_{mak} = Ordinat terjauh tiang pancang terhadap titik berat kelompok tiang

n_x = banyak tiang pancang dalam satur baris arah x

n_y = banyak tiang pancang dalam satur baris arah y

$\sum x^2$ = jumlah kuadrat absis tiang pacang

$\sum y^2$ = jumlah kuadrat ordinat tiang pacang

Tabel 4.23 Beban aksial pada AS C-6

Kombinasi	P	M2	M3	Pmax tiang
	KN	KN-m	KN-m	KN
D	5417,68	-52,90	-41,67	1350,44
1D+1L	7242,62	-69,55	-70,09	1810,84
1D+0,75L+0,75Lr	6815,12	-65,47	-62,98	1702,90
1D+0,6W	5414,09	-51,52	-41,91	1350,12
1D+0,7EX	5500,19	-88,66	-129,77	1389,60
1D+0,7EY	5598,87	138,91	52,37	1381,28
1D+0,75L+0,75R+0,6W	6811,52	-64,09	-63,22	1702,57
1D+0,7EX+0,75L+0,75Lr	6897,63	-101,23	-151,08	1742,05
1D+0,7EY+0,75L+0,75Lr	6562,51	140,92	61,34	1668,80
0,6D+0,7EX	3333,12	-67,50	-113,11	849,42
0,6D+0,7EY	3431,80	-118,54	-53,99	835,10
0,6D+0,6W	3247,01	-30,36	-25,24	809,94

- *Perhitungan Daya Dukung Tanah*

Gaya aksial (kombinasi 1,0D+1,0L) adalah 7242,618 kN. Dari hasil kemampuan tiang pancang didapat hasil reaksi berupa gaya aksial tekan dan tarik maka akan dikontrol dengan daya dukung tanah akibat tekan. Perhitungan daya dukung tanah berdasarkan tiang pancang yang berdiameter 0,50 m dan berdasarkan data penyelidikan tanah SPT pada titik bor BH1. Daya dukung tanah dihitung berdasarkan rumus dan hasilnya ditunjukkan berikut :

Perhitungan berikut ini berdasarkan rumus Kazuto Nazakawa.

$$R_a = \frac{1}{n} R_u$$

$$R_u = \frac{1}{n} [(q_d.A) + (U.\Sigma l_i.f_i)]$$

- R_a = Daya dukung tanah yang diizinkan (kN)
 n = Faktor keamanan (2,5)
 R_p = Daya dukung terpusat tiang (kN)
 R_f = Gaya geser dinding tiang (kN)
 q_d = Daya dukung terpusat tiang (kN/m²)
 A = Luas ujung tiang (m²)
 U = Panjang keliling tiang (m)
 l_i = Tebal lapisan tanah dengan memperhitungkan geseran dinding tiang (m)
 f_i = Besaran gaya geser maksimum dari lapisan tanah dengan memperhitungkan geseran dinding tiang (kN/m²)

Perhitungan daya dukung tiang kedalaman 42 m

$$\begin{aligned}
 \dot{N} &= \frac{N_1 + \dot{N}_2}{2} \\
 &= \frac{50 + (50+50)}{2} \\
 &= 50
 \end{aligned}$$

Keterangan :

- \dot{N} = Harga N rata-rata untuk perencanaan tanah pondasi pada ujung tiang
 N_1 = Harga N pada ujung tiang
 \dot{N}_2 = Harga rata-rata N pada jarak 4D dari ujung tiang

Panjang ekivalensi dari penetrasi tiang

$$l = 2 \text{ m}$$

Daya dukung pada ujung tiang

$$\left(\frac{1}{D}\right) = 4\text{m}$$

$$\left(\frac{q_d}{N}\right) = 18$$

$$Q_d = 18 \times N = 18 \times 50 = 900 \text{ ton/m}^2$$

$$= 9000 \text{ kN/m}^2$$

$$R_p = A \cdot q_d = \left(\frac{\pi \cdot 0,5^2}{4} \right) \times 9000$$

$$= 1766,25 \text{ kN}$$

Tabel.4.24 Perhitungan daya dukung ijin tanah untuk pondasi berdasarkan meyerhoff Ø0,5 m – titik bor BH1

Depth (m)	N	N	Fi	fi x thickness (li)	Σ (fi li)
		Average	t/m ²	t/m	t/m
0	0	0	0	0	0
1	0	0	0	0	0
2	3	3	1,5	1,5	1,5
3	2	2	1	1	2,5
4	1	1	0,5	0,5	3
5	0	0	0	0	3
6	0	0	0	0	3
7	0	0	0	0	3
8	0	0	0	0	3
9	0	0	0	0	3
10	0	0	0	0	3
11	0	0	0	0	3
12	0	0	0	0	3
13	0	0	0	0	3
14	0	0	0	0	3
15	0	0	0	0	3
16	0	0	0	0	3
17	3	3	1,5	1,5	4,5

18	9	9	4,5	4,5	9
19	9	9	4,5	4,5	13,5
20	16	16	8	8	21,5
21	16	16	8	8	29,5
22	39	39	12	12	41,5
23	39	39	12	12	53,5
24	39	39	12	12	65,5
25	30	30	12	12	77,5
26	30	30	12	12	89,5
27	35	35	12	12	101,5
28	35	35	12	12	113,5
29	16	16	8	8	121,5
30	16	16	8	8	129,5
31	21	21	10,5	10,5	140
32	21	21	10,5	10,5	150,5
33	18	18	9	9	159,5
34	18	18	9	9	168,5
35	24	24	12	12	180,5
36	24	24	12	12	192,5
37	28	28	12	12	204,5
38	28	28	12	12	216,5
39	41	41	12	12	228,5
40	50	50	12	12	240,5
41	50	50	12	12	252,5
42	50	50	12	12	264,5
43	50	50	12	12	276,5
44	50	50	12	12	288,5
45	23	23	11,5	11,5	300

$$R_f = U \cdot \sum l_i \cdot f_i = \prod x \cdot 0,5 \times 264,5$$

$$\begin{aligned}
 &= 415,265 \quad \text{Ton} \\
 &= 4152,65 \quad \text{KN}
 \end{aligned}$$

Daya dukung yang diijinkan (Tekan)

$$\begin{aligned}
 R_u &= 1/n (R_p + R_f) \\
 &= 1/n (q_d.A + U.\sum l_i.f_i) \\
 &= 1/2,5(176,625 + 415,265) \\
 &= 236,756 \text{ Ton} \\
 &= 2367,56 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

Daya dukung yang diijinkan (Tarik)

$$\begin{aligned}
 R_u &= \left(\frac{R_f}{2,5} \right) \\
 &= 138,42 \text{ Ton}
 \end{aligned}$$

- Efisiensi Kelompok Tiang

Untuk menghitung daya dukung tiang kelompok direncanakan konfigurasi dan keofisien. Efisiensi tiang kelompok dihitung dengan rumus Converse – Labbare :

$$\eta = 1 - \arctan \left(\frac{D}{k} \right) \times \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90 \cdot m \cdot n}$$

η = Koefisien efisiensi kelompok tiang pancang

D = Diameter taing pancang

k = Jarak antar tiang tegak lurus sumbu x

m = Jumlah tiang dalam satu kolom (buah)

n = Jumlah tiang dalam satu baris (buah)

$$\eta = 1 - \arctan \left(\frac{D}{k} \right) \times \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90 \cdot m \cdot n}$$

$$= 1 - \arctan \left(\frac{0,5}{1,5} \right) \times \frac{(2-1)2 + (2-1)2}{90 \cdot 2 \cdot 2}$$

$$= 1 - 18,4 \times \frac{2+2}{360}$$

$$= 0,795$$

$P_{\text{tiang pancang kelompok}}$

$$= n_{\text{tiang}} \times R_u \times \eta$$

$$= 4 \times 2367,56 \times 0,795$$

$$= 7529,44 \text{ kN}$$

Kontrol Kekuatan Tiang Pancang Setelah mendapat P yang terjadi maka dilakukan analisis kontrol kekuatan tiang pancang terhadap gaya dan momen yang bekerja serta kontrol geser pons untuk mengetahui kemampuan beton menahan geser.

Outside Diameter D (mm)	Wall Thickness T (mm)	Class	Concrete Cross Section (cm ²)	Unit Weight (kg/m)	Length L (M)	Bending Moment		Allowable Axial Load (Ton)
						Crack (Ton.m)	Ultimate (Ton.m)	
300	60	A2	452	113	6 - 13	2.50	3.75	72.60
		A3				3.00	4.50	70.75
		B				3.50	6.30	67.50
		C				4.00	8.00	65.40
350	65	A1	582	145	6 - 15	3.50	5.25	93.10
		A3				4.20	6.30	89.50
		B				5.00	9.00	86.40
		C				6.00	12.00	85.00
400	75	A2	766	191	6 - 16	5.50	8.25	121.10
		A3				6.50	9.75	117.60
		B				7.50	13.50	114.40
		C				9.00	18.00	111.50
450	80	A1	930	232	6 - 16	7.50	11.25	149.50
		A2				8.50	12.75	145.80
		A3				10.00	15.00	143.80
		B				11.00	19.80	139.10
500	90	A1	1159	290	6 - 16	12.50	25.00	134.90
		A2				10.50	15.75	185.30
		A3				12.50	18.75	181.70
		B				14.00	21.00	178.20
600	100	A1	1571	393	6 - 16	15.00	27.00	174.90
		A2				17.00	34.00	169.00
		A3				17.00	25.50	252.70
		B				19.00	28.50	249.00
800	120	A1	2564	641	6 - 24	22.00	33.00	243.20
		A2				25.00	45.00	238.30
		A3				29.00	58.00	229.50
		B				40.70	63.60	415.00
		A1				46.20	84.40	406.20
		A2				51.00	97.80	398.20
		A3				55.70	108.20	390.80
		B				70.60	129.80	367.60

Gambar 4.60 Brosur tiang pancang

Dari wika pile classification direncanakan tiang pancang beton prategang dengan :

- Diameter tiang pancang (D) = 0,5 m
- Tebal (d) = 0,09 m
- Kelas = A1

- Mutu beton (f_c') = 49,8 MPa
- Allowable axial load = 1853 kN
- Bending momen crack = 105 kN
- Bending momen ultimit = 157,5 kN
- Modulus elastisitas beton = 119948 MPa
- Momen inersia TP = $1/64 \times \pi \times (D^4 - d^4)$
= 1374447 cm⁴

- Kontrol terhadap Gaya Aksial

Daya dukung suatu tiang harus ditinjau berdasarkan kekuatan tanah tempat tiang pancang ditanam. Hasil daya dukung yang terendah adalah yang menentukan yang dipakai sebagai daya dukung ijin tiang

- Berdasarkan kekuatan bahan

Kekuatan tekan (maksimal) terhadap gaya aksial vertikal untuk tiang pancang Ø0,5 m adalah 1853 kN, sedangkan beban vertikal maksimal yang diterima tiang adalah sebesar 1810 kN

- Berdasarkan daya dukung tanah

Berdasarkan analisa perhitungan daya dukung tanah (data SPT) dari perumusan meyerhoff didapatkan besarnya daya dukung ijin tanah terhadap pondasi tiang pancang prestressed concrete spun pile Ø0,5 m dengan kedalaman 42m diperoleh $P_{\text{tiang pancang kelompok}}$ sebesar 7529,44 kN, sedangkan beban vertikal maksimal yang diterima tiang adalah sebesar 7242,618 kN.

Perhitungan Pile Cap

Direncanakan penulangan pile cap dengan tebal 90 cm dengan selimut 60 mm² yang terdiri dari 4 buah tiang pancang berdiameter

500 mm² dengan beban terfaktor yang dipikul oleh kolom sebesar $P = 7242,618 \text{ kN}$ dengan $f'_c = 35 \text{ MPa}$ dan $f_y = 500 \text{ MPa}$.

Reaksi pada masing-masing tiang pancang :

$$V_u = P/n = 7242,618 / 4 = 1810,65 \text{ kN}$$

Periksa terhadap geser dua arah

$$d = h - \text{selimut-tulangan}$$

$$= 900 - 60 - 25$$

$$= 815 \text{ mm}$$

Geser dua arah disekitar kolom

$$b_o = 4(l_{\text{kolom}} \times d)$$

$$= 4 (850 \times 815)$$

$$= 6660 \text{ mm}$$

$$V_c = 0,33 \lambda \sqrt{f'_c} b_o d$$

$$= 0,33 \times 1 \times \sqrt{35} \times 6660 \times 815$$

$$= 10.596.924 \text{ N}$$

Maka :

$$\phi V_c = 0,75 V_c = 0,75 \times 10.596.924$$

$$= 7.947.693 \text{ N}$$

$$= 7.947,693 \text{ kN} > P$$

Geser dua arah disekitar tiang pancang

$$b_o = 2(l_{\text{pancang}} \times l_{\text{pancang}}/2 \times d/2)$$

$$= 2.215 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 V_c &= 0,33 \lambda \sqrt{f_c} b o d \\
 &= 0,33 \cdot 1 \cdot \sqrt{35} \cdot 2215 \cdot 815 \\
 &= 3.524.352 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Maka :

$$\begin{aligned}
 \phi V_c &= 0,75 V_c = 0,75 \times 3.524.352 \\
 &= 2.643.264 \text{ N} \\
 &= 2.643,264 \text{ kN} > V_u
 \end{aligned}$$

Desain terhadap lentur

$$\begin{aligned}
 M_u &= 2 (1810,65) (900 - 500/2) \\
 &= 2353,845 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_n &= M_u / \phi b d^2 \\
 &= 2353,845 / 0,9 \cdot 2500 \cdot 815^2 \\
 &= 1,57
 \end{aligned}$$

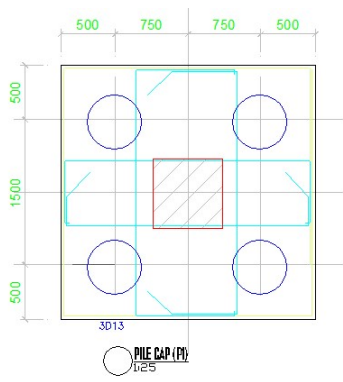
$$\begin{aligned}
 P_{\text{perlu}} &= \frac{0,85 f_c}{F_y} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 f_y}} \right) \\
 &= \frac{0,85 \cdot 35}{500} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1,57}{0,85 \cdot 500}} \right) \\
 &= 0,0032
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_s \text{ perlu} &= p b d = 0,0032 \times 2500 \times 815 \\
 &= 6597,647 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

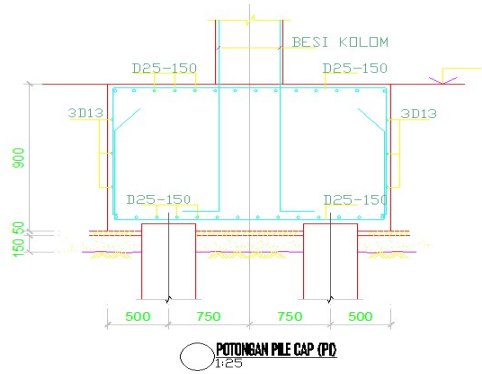
$$\begin{aligned}
 A_s \text{ min} &= 0,0018 \times 2500 \times 900 \\
 &= 5184 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Digunakan :

D	Diameter	luasan	Jumlah	As
25	25	490,625	14	6868,75



Gambar 4.61 Dimensi Pile cap



Gambar 4.62 Detail Penulangan Pile cap

“Halaman Ini Sengaja Dikosongkan”

4.8 Metode Pelaksanaan Basement

- Tahap – tahapan metode pelaksanaan basement sebagai berikut :
 1. Pekerjaan Pembersihan
 2. Pekerjaan Tiang Pancang
 3. Pekerjaan Dinding penahan tanah
 4. Pekerjaan Galian Tanah
 5. Pekerjaan Pemotongan Pancang
 6. Pekerjaan Urugan pasir
 7. Pekerjaan Lantai kerja
 8. Pekerjaan Waterproofing
 9. Pekerjaan Pembesian
 10. Pekerjaan Pengecoran

- Berikut penjelasan dari tahapan pekerjaan

1. Pekerjaan Pembersihan

Pekerjaan pembersihan lahan proyek ini guna mempersiapkan kegiatan pelaksanaan membangun. Hal-hal yang perlu diperhatikan pada pekerjaan persiapan :

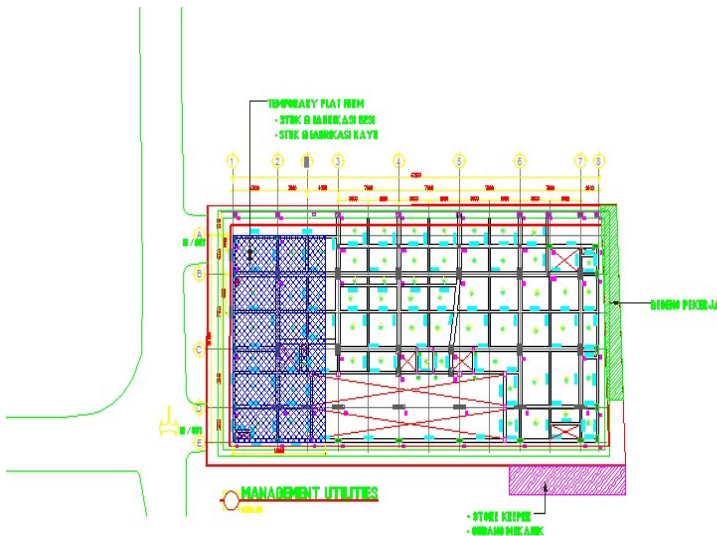
- a. Tata letak/layout Bangunan Temporary Proyek

Penempatan bangunan penunjang aktifitas proyek, yang ditata sedemikian sehingga dapat mendukung aktifitas proyek agar berjalan lancar sesuai dengan progres yang direncanakan

- b. Perencanaan dan Pengaturan Traffic Proyek

Arus kendaraan didalam proyek diatur sedemikian sehingga manuver dan akses kendaraan keluar masuk proyek tidak mengganggu aktifitas proyek

Luasan pekerjaan pembersihan 1115 m², Pekerjaan pembersihan dilakukan dengan tenaga dari manusia karena kondisi lokasi dari pekerjaan tidak diperlukan pembersihan dengan alat berat.



Gambar 4.63 Denah

2. Pengerajana Tiang Pancang

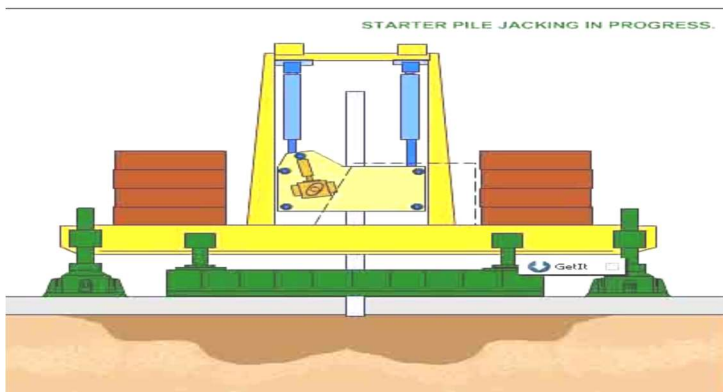
Salah satu alat yang umumnya dipakai pada proyek bangunan tinggi adalah alat pancang untuk pengerjaan pondasi. Dengan keadaan proyek yang berada di tengah-tengah pemukiman penduduk lainnya maka alat pancang yang sering digunakan dalam situasi ini adalah *jack-in pile*. Kelebihan alat ini antara lain gangguan terhadap lingkungan dapat diminimalkan karena tidak menimbulkan getaran dan kebisingan.

Jack in pile adalah suatu sistem pemancangan pondasi tiang yang pelaksanaannya ditekan masuk ke dalam tanah dengan

menggunakan dongkrak hidrolik yang diberi beban *counterweight* sehingga tidak menimbulkan getaran dan gaya tekan dongkrak langsung dapat dibaca melalui manometer sehingga gaya tekan tiang setiap mencapai kedalaman tertentu dapat diketahui. Sebelum melakukan *jack-in*, maka diadakan tes *sondir* dan *boring*. Dari hasil tes *sondir* tersebut, rata-rata kedalaman tanah kerasnya akan diketahui yang kemudian dibandingkan dengan perencanaan panjang dan kedalaman tiang. Alat pancang yang digunakan pada proyek ini adalah *Jack-in Pile type Hydraulic Static Pile Driver*.

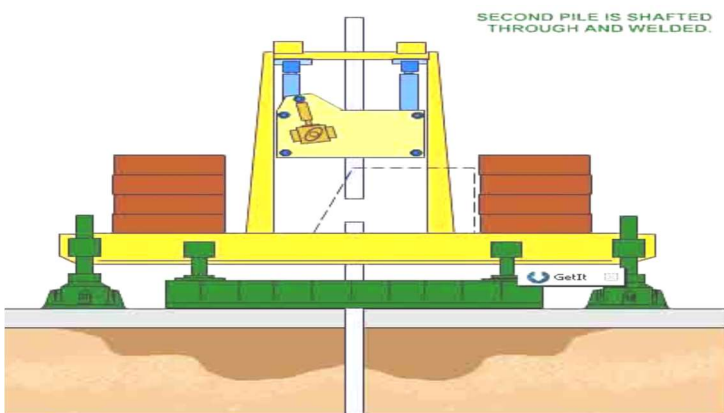
Cara kerja alat ini secara garis besar adalah sebagai berikut :

1. Tiang pancang diangkat dan dimasukkan perlahan ke dalam lubang pengikat tiang yang disebut *grip*, kemudian sistem *jack-in* akan naik dan mengikat atau memegang tiang tersebut. Ketika tiang sudah dipegang erat oleh *grip*, maka tiang mulai ditekan.
2. Alat ini memiliki ruang kontrol/kabin yang dilengkapi dengan *oil pressure* atau *hydraulic* yang menunjukkan *pile pressure* yang kemudian akan dikonversikan ke *pressure force* dengan menggunakan tabel yang sudah ada.



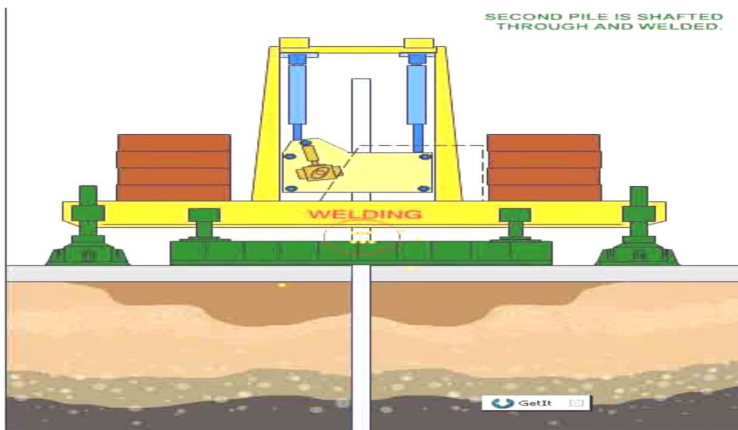
Gambar 4.64 Penekanan Tiang Pancang

3. Jika *grip* hanya mampu menekan tiang pancang sampai bagian pangkal lubang mesin saja, maka penekanan dihentikan dan *grip* bergerak naik ke atas untuk mengambil tiang pancang sambungan (*upper*) kemudian diangkat dan dimasukkan ke dalam *grip*. Setelah itu sistem *jack-in* akan naik dan mengikat atau memegang tiang tersebut. Ketika tiang sudah dipegang erat oleh *grip*, maka tiang mulai ditekan mendekati tiang pancang 1 (*lower*). Penekanan dihentikan sejenak saat ke dua tiang sudah bersentuhan. Hal ini dilakukan guna mempersiapkan penyambungan ke dua tiang pancang dengan cara pengelasan.



Gambar 4.65 Pemasukan Tiang Pancang Sambungan

4. Untuk menyambung tiang pertama dan tiang kedua digunakan sistem pengelasan. Agar proses pengelasan berlangsung dengan baik dan sempurna, maka ke dua ujung tiang pancang yang diberi plat harus benar-benar tanpa rongga. Pengelasan harus dilakukan dengan teliti karena kecerobohan dapat berakibat fatal, yaitu beban tidak tersalur sempurna.



Gambar 4.66 Penyambungan

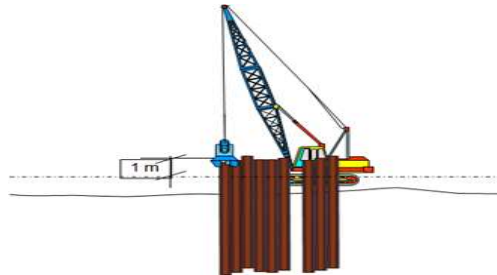
Penghentian pemancangan dilakukan jika salah satu kondisi berikut terjadi atau tercapai :

- Final set sudah dicapai (end-bearing pile) atau kedalaman pemancangan yang disyaratkan sudah dicapai (friction pile)
- Terjadi kerusakan pada tiang (pecah, retak, patah, dsb) : harus dilakukan penambahan titik pondasi tiang
- Terjadi kemiringan diluar toleransi harus dilakukan penambahan titik pondasi tiang

Dari pemancangan kelompok tiang (group pile) dengan diameter 0,6 m dilihat dalam gambar jumlah denah tiang pancang.

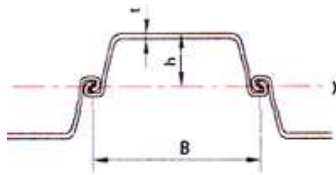
3. Pekerjaan dinding penahan tanah

Pekerjaan dinding penahan tanah digunakan sheet pile yang berfungsi menahan keruntuhan tanah dan menahan masuknya air ke dalam lubang galian, penggunaan sheet pile karena galian yang tidak terlalu dalam. Alat pancang yang digunakan crawler crane dan vibro hammer.



Gambar 4.67 Proses pemasangan sheet pile

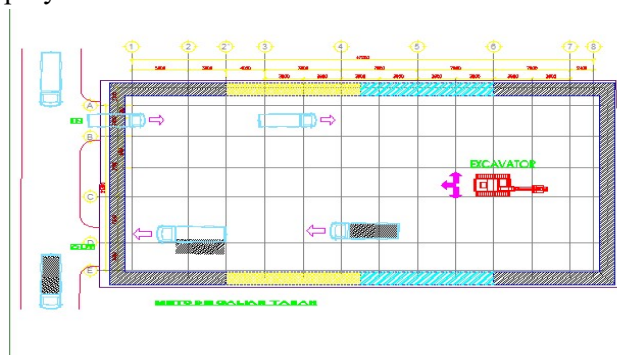
Pemasangan sheet pile seluas yang akan digali yaitu 1114,392 m². sheet pile yang digunakan tipe II dengan ukuran lebar (B) : 400 mm, tinggi (h) : 100 mm dan ketebalan (t): 10,5 mm. Dari data tersebut dapat dihitung kebutuhan sheet pile yaitu arah memanjang dengan panjang 47200 mm membutuhkan 118 buah dan arah lebar dengan pajang 21300 mm membutuhkan 54 buah. Jumlah keseluruhan yang dibutuhkan adalah $2 \times (118+54) = 344$ buah sheet pile



Gambar 4.68 Detail Sheet pile

4. Pekerjaan Galian Tanah

Pekerjaan galian dikerjakan setelah pekerjaan pemancangan selesai. Dengan dimensi galian yang luas, maka pekerjaan galian ini menggunakan excavator dan dump truck. Pekerjaan galian ini pula sekaligus melakukan pekerjaan de-watering karena kedalaman dari galian mencapai 4 m dengan muka air tanah 1,2 m dari permukaan tanah. Tanah hasil galian nantinya akan dibuang ke luar proyek.

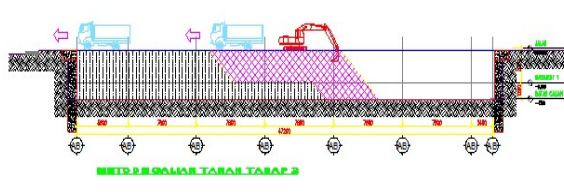
**Gambar 4.69** Alur Jalur Galian Tanah

Berikut tahapan pekerjaan galian :

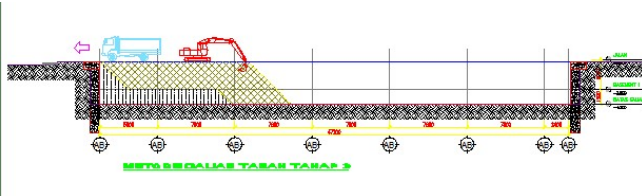
Tahap 1



Tahap 2



Tahap 3

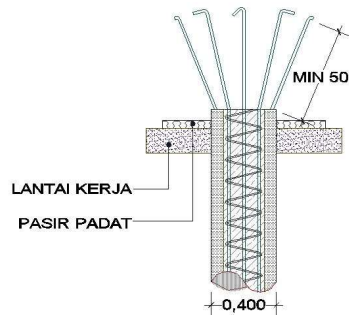


Tahap 4



5. Pekerjaan Pemotongan Pancang

Pemotongan tiang pancang dikerjakan setelah pekerjaan galian selesai. Pemotongan dilakukan untuk mengerjakan pile cap selanjutnya, yaitu urugan dan lantai kerja. Dalam pekerjaan ini, pemotongan dikerjakan namun tetap menyisakan besi tiang pancang yang nantinya akan dikaitkan pada pembesian pile cap. Untuk detail pemotongan tiang pancang tertera pada gambar



Gambar 4.70 Detail pemotongan tiang pancang

6. Pekerjaan urugan pasir

Pekerjaan urugan ini menggunakan material pasir urug. urugan di bawah lantai kerja menggunakan tenaga pekerja. Urugan di bawah lantai kerja meliputi urugan pile cap, pit lift, tie beam, dan plat lantai dasar dengan lebar urugan yang nantinya akan ditambah dengan lebar batu bata/ batako yang digunakan sebagai bekisting pekerjaan struktur bawah. tinggi urugan di bawah lantai kerja adalah setinggi 150 mm untuk semua elemen strukturnya.

7. Pekerjaan lantai kerja

Pekerjaan lantai kerja merupakan pekerjaan yang berfungsi dalam memudahkan pekerja berdiri di atas lahan datar, lahan menjadi tidak kotor dan becek dan merupakan dudukan besi lapisan bawah. Ketebalan lantai kerja biasanya setebal 50 cm.

Langkah pembuatan lantai kerja yaitu memastikan elevasi yang diperlukan untuk lantai kerja (leveling lantai), memasang plastik atau sekat sejenis yang berfungsi untuk membatasi lapisan beton agar tidak bercampur dengan tanah.

8. Pekerjaan waterproofing

Pekerjaan waterproofing adalah prosedur yang dilakukan untuk membuat sebuah objek menjadi kedap terhadap air. Air dapat masuk ke ruang bawah tanah atau basement melalui engsel, dinding atau lantai. Jenis yang dipakai adalah intefral waterproofing yang berbentuk cairan yang langsung ditambahkan kedalam beton dan dapat mempermudah dan mempersingkat waktu pekasanaan proyek.

9. Pekerjaan pembesian

Pekerjaan pembesian memegang peranan penting dari aspek kualitas pelaksanaan mengingat fungsi besi tulangan yang penting dalam kekuatan struktur. Pada pelaksanaan basement pekerjaan pembesian meliputi pile cap, lantai dan tie beam. Pemasangan harus memperhatikan ukuran tulangan yang digunakan dan jarak antar tulangan.

10. Pekerjaan pengecoran

Pekerjaan pengecoran meliputi lantai kerja dengan ketinggian yang ditentukan. Diteruskan dengan pengecoran pile cap, sloof dan kolom setelah pekerjaan pembesian dan perlu diperhatikan juga mutu dari beton yang digunakan.

BAB V

PENUTUP

5.1 Kesimpulan

Sesuai dengan tujuan penulisan tugas akhir ini, maka dapat ditarik kesimpulan sebagai berikut :

1. Dari kontrol yang dilakukan (kontrol Sistem Pemikul Momen, kontrol nilai partisipasi massa, kontrol nilai akhir respons spektrum, dan kontrol drift) struktur yang dirancang memenuhi persyaratan.
2. Dari perhitungan yang dilakukan telah menggunakan peraturan yang ada.
3. Dari perhitungan bahwa gedung perkantoran MNC Surabaya masih mampu menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) tanpa Dinding Geser.
4. Didapat penulangan
 - Balok dimensi 50x70 dengan tulangan 12D22
 - Kolom dimensi 85x85 dengan tulangan 16D25
 - Pondasi berdiameter 0,5 m

5.1 Saran

Dalam perencanaan suatu struktur harus dilakukan studi yang lebih mendalam dengan mempertimbangkan aspek teknis, ekonomi dan estetika, sehingga diharapkan perencanaan dapat dilaksanakan mendekati sesungguhnya dilapangan.

DAFTAR PUSTAKA

- Anonim, 2013, *Standar Nasional Indonesia Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung* (SNI 2847-2013), Direktorat Penyelidik Masalah Bangunan, Direktorat Jendral Cipta Karya Departemen Pekerjaan Umum dan Tenaga Listrik, Bandung.
- Anonim, 2013, *Standar Nasional Indonesia Beban Minimum Untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain* (SNI 1727-2013), Direktorat Penyelidik Masalah Bangunan, Direktorat Jendral Cipta Karya Departemen Pekerjaan Umum dan Tenaga Listrik, Bandung.
- Anonim, 2012, *Standar Nasional Indonesia Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung* (SNI 1726-2012), Direktorat Penyelidik Masalah Bangunan, Direktorat Jendral Cipta Karya Departemen Pekerjaan Umum dan Tenaga Listrik, Bandung.
- Iswandi Imran dan Fajar Hendrik, 2009, *Perencanaan Struktur Beton Bertulang Tahan Gempa: Berdasarkan SNI 03-2847-2002*, Yogyakarta : Erlangga.
- Iswandi Imran dan Fajar Hendrik, 2014, *Perencanaan Lanjut Struktur Beton Bertulang*, Bandung : ITB.
- Agus Setiawan, 2016, *Perencanaan Struktur Beton Bertulang: Berdasarkan SNI 2847-2013*, Yogyakarta : Erlangga.

BIODATA PENULIS

Joko Eko Suwandono



Penulis dilahirkan di Madiun, 11 November 1993, merupakan anak ke-1 dari Tiga bersaudara. Penulis telah menempuh pendidikan formal di RA Al-Islam Mojorejo Madiun, MI Al-Islam Mojorejo Madiun, SMPN 1 Mejayan Madiun, SMAN 1 Mejayan Madiun, DIII Teknik Sipil FT-UNS Surakarta.

Setelah lulus dari UNS tahun 2015, Penulis mengikuti seleksi tes masuk Program DIV Lanjut Jenjang Teknik Sipil yang diselenggarakan oleh ITS Surabaya dan diterima di Jurusan DIV Teknik Sipil FTSP - ITS tahun 2016 dan terdaftar dengan NRP 3115.040.603. Di Jurusan DIV Teknik Sipil ini Penulis mengambil Bidang Studi Bangunan Gedung. Penulis aktif mengikuti beberapa kegiatan seminar yang diselenggarakan oleh Program Studi, Fakultas dan Institut.

Modal Load Participation Ratios				
OutputCase	ItemType	Item	Static	Dynamic
Text	Text	Text	Percent	Percent
MODAL	Acceleration	UX	100	99,5485
MODAL	Acceleration	UY	100	99,1681
MODAL	Acceleration	UZ	73,987	52,3248

Modal Periods And Frequencies			
OutputCase	StepNum	Period	Frequency
Text	Unitless	Sec	Cyc/sec
MODAL	1	2,347353	0,42601
MODAL	2	2,256154	0,44323
MODAL	3	2,069853	0,48313
MODAL	4	0,77337	1,293
MODAL	5	0,753395	1,3273
MODAL	6	0,686714	1,4562
MODAL	7	0,434636	2,3008
MODAL	8	0,430161	2,3247
MODAL	9	0,387826	2,5785
MODAL	10	0,3063	3,2648

TABLE: Groups 3 - Masses and Weights

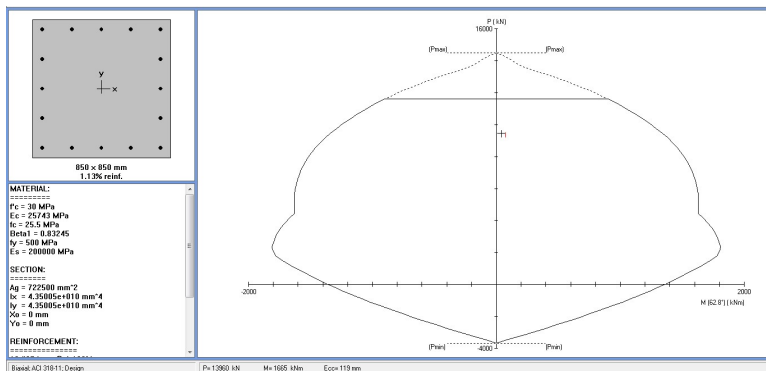
GroupName	SelfMass	SelfWeight
Text	Kgf-s2/m	Kgf
ALL	933340,99	9152948,65

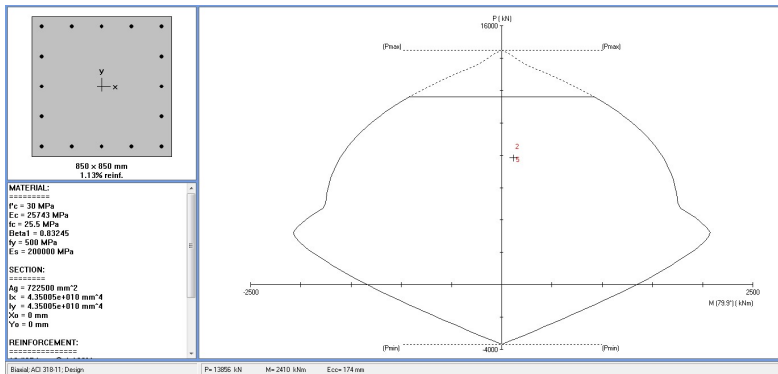
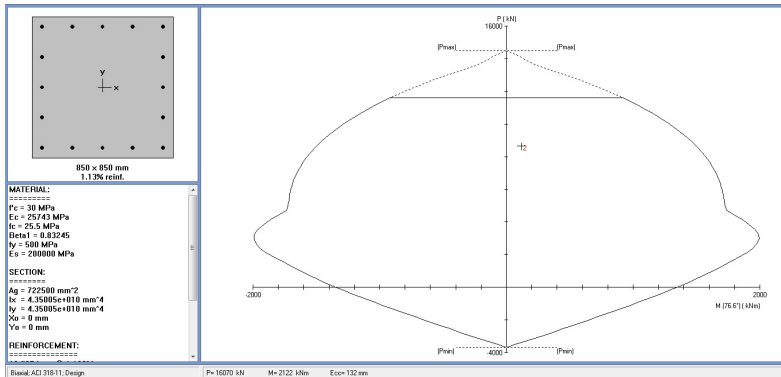
TABLE: Base Reactions				
OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY
Text	Text	Text	Kgf	Kgf
QUAKE X	LinRespSpec	Max	230937,65	69904,13
QUAKE Y	LinRespSpec	Max	69841,29	230460,78

- Kolom

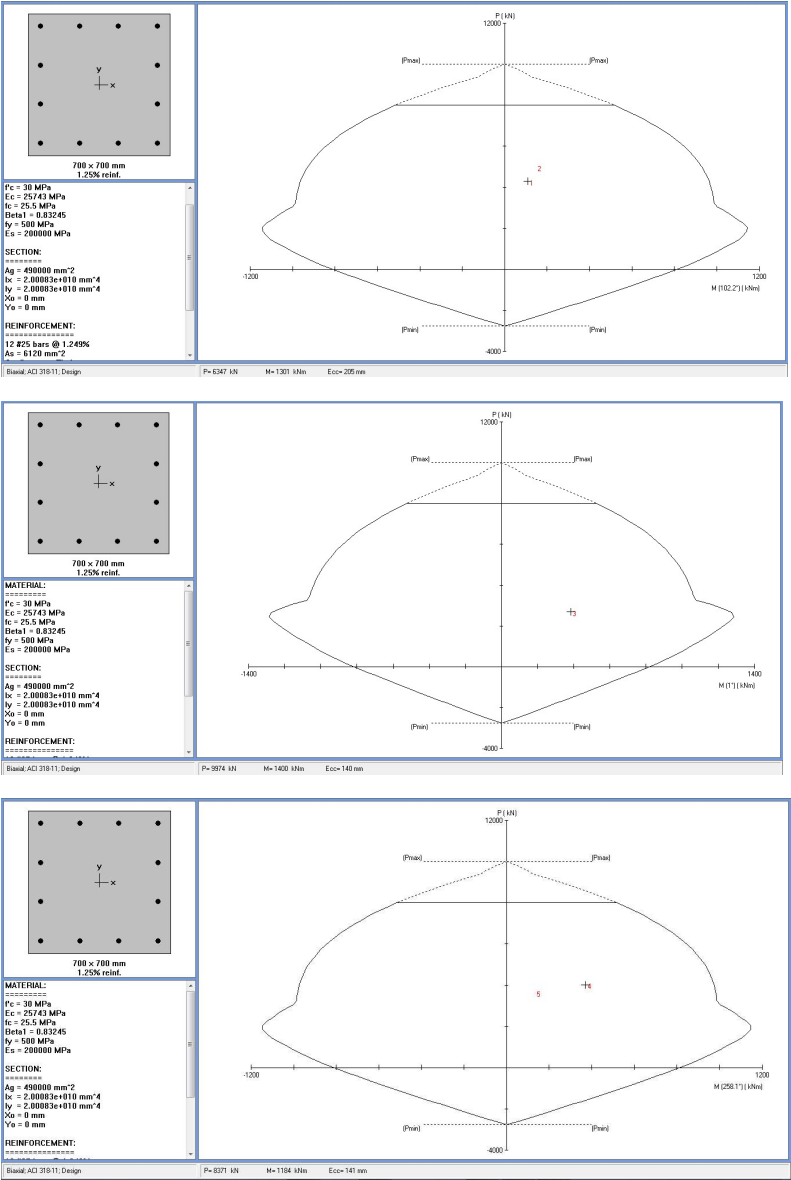
Kolom (K1)

No	Dimensi	Tulangan Utama	Sengkan		Tulangan hoops
			Tumpuan	Lapangan	
1	85x85	16D25	D13-100	D13-150	4
2	70X70	12D25	D13-100	D13-150	4





Kolom (K2)



- **PELAT**

No	Jenis Pelat	Tulangan arah Panjang		Tulangan arah Pendek	
		Tumpuan	Lapangan	Tumpuan	Lapangan
1	S1	D16-200	D16-100	D16-200	D16-100
2	S2	D16-100	D16-100	D16-150	D16-150
3	S3	D16-200	D16-100	D16-200	D16-100

- **PONDASI**

No	Tipe	Diameter (m)	Panjang (m)
1	P1	0,5	42
2	P2	0,5	40
3	P3	0,3	20

Outside Diameter D (mm)	Wall Thickness T (mm)	Class	Concrete Cross Section (cm ²)	Unit Weight (kg/m)	Length L (M)	Bending Moment		Allowable Axial Load (Ton)
						Crack (Ton.m)	Ultimate (Ton.m)	
300	60	A2	452	113	6 - 13	2.50	3.75	72.60
		A3				3.00	4.50	70.75
		B				3.50	6.30	67.50
		C				4.00	8.00	65.40
350	65	A1	582	145	6 - 15	3.50	5.25	93.10
		A3				4.20	6.30	89.50
		B				5.00	9.00	86.40
		C				6.00	12.00	85.00
400	75	A2	766	191	6 - 16	5.50	8.25	121.10
		A3				6.50	9.75	117.60
		B				7.50	13.50	114.40
		C				9.00	18.00	111.50
450	80	A1	930	232	6 - 16	7.50	11.25	149.50
		A2				8.50	12.75	145.80
		A3				10.00	15.00	143.80
		B				11.00	19.80	139.10
		C				12.50	25.00	134.90
500	90	A1	1159	290	6 - 16	10.50	15.75	185.30
		A2				12.50	18.75	181.70
		A3				14.00	21.00	178.20
		B				15.00	27.00	174.90
		C				17.00	34.00	169.00
600	100	A1	1571	393	6 - 16	17.00	25.50	252.70
		A2				19.00	28.50	249.00
		A3				22.00	33.00	243.20
		B				25.00	45.00	238.30
		C				29.00	58.00	229.50
800	120	A1	2564	641	6 - 24	40.70	63.60	415.00
		A2				46.20	84.40	406.20
		A3				51.00	97.80	398.20
		B				55.70	108.20	390.80
		C				70.60	129.80	367.60